

技術報告集

第 35 号

平成 7 年 2 月

社団法人 土質工学会北海道支部

技術報告集目次

① 標準貫入試験がかかえる諸問題……………北海道土質コンサルタント	○遠藤秀博・工藤康雅 平尾大樹	4
② 弾性波トモグラフィによる堤体構造の把握……………応用地質(株) 北海道開発局開発土木研究所	○原田卓弘・長田正樹 西川純一・野並光昭	14
③ グライドメーターによる調査測定例……………基礎地盤コンサルタンツ(株)	○作田一之・斉藤和夫 長谷克志	18
④ GSサンプラーを用いた廃棄物等のサンプリングについて……………応用地質(株)	○新清 晃・金田雅文	24
⑤ 異なるサンプリング法で採取した不攪乱砂の繰返し変形特性……………北海道大大学院 北見工大 北海道大工学部	○稲原英彦 山下 聡 土岐祥介	28
特別講演1 「地盤調査法の最近の動向と将来について」……………応用地質(株)取締役企画部長	今井常雄	36
特別講演2 「土質試験方法に関する最近の話題」……………北海道大学工学部教授	三田地利之	38
⑥ フォールコーン試験における容器内径寸法が貫入量に与える影響……………函館高専	○佐野佑房・岩渕祐一	46
⑦ サクション測定による一軸圧縮試験供試体の残留応力の評価と結果の利用……………北海道大工学部 北海道大大学院 北海道大工学部	○工藤 豊・三田地利之 津國典洋 遠藤大輔	54
⑧ 粘性土の一面せん断試験結果に及ぼすせん断速度の影響……………北海道大大学院 北海道大工学部	○高田増男 澁谷 啓・三田地利之	60
⑨ 自動制御による粘性土の三軸圧密試験方法について……………北海道大工学部 北海道大大学院 北海道大工学部	三田地利之 ○橋詰哲治 福田文彦・工藤 豊	68
⑩ 遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験……………北海道開発局開発土木研究所	○日下部祐基・西川純一 野並光昭・小田島大	76
⑪ 札幌市の表層地盤と沖積層の構造……………北海道大理学部 北海道土質コンサルタント	加藤 誠 ○二ツ川健二・菊地 純 松本和正	82
⑫ ボックスカルバート上の道路凍上現象……………北海道開発局稚内開発建設部 北海道開発コンサルタント(株) 北見工大	櫻庭 満 ○林 啓二・本間公康 鈴木輝之	90
⑬ 構造物に加わる凍着凍上力に関する屋外実験(Ⅰ)……………北見工大大学院	○朱 青 鈴木輝之・沢田正剛	98
⑭ 地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動(Ⅰ)……………北見工大大学院 (株)C・S・プランニング 北見工大	○宇野裕教 上野邦行 沢田正剛	104
⑮ 石灰を用いた安定処理土の凍上特性について(第二報)……………北海道工業大	○川端伸一郎・神谷光彦	110

⑯	珪藻土地盤での盛土沈下観測について……北海道土質コンサルタント	○松本和正・浅利正明	114
⑰	石炭灰を利用した地中連続壁の設計・施工と挙動について 北海道大工学部	○松村瑞哉・阿曾康夫 福田文彦・松永英也	122
⑱	気泡混合固化土に対する長期材令と暴露の影響について 不 動 建 設 ㈱	○松田泰明・西川純一 桑原正彦・村田基治	132
⑲	排土式深層混合処理工法の現場実験結果について 不 動 建 設 ㈱	岩佐英昭 ○久保慎一	136
⑳	タンク基礎への深層混合処理工法の適用について 清 水 建 設 ㈱ 不 動 建 設 ㈱	四家 隆 野口恒久 ○村田基治	142
㉑	欠 番		
㉒	グラウンドアンカーの周面摩擦抵抗に関する模型実験 北海道開発局開発土木研究所	○桑島正樹・西川純一 日下部祐基	148
㉓	三成分コーンによる疑似杭の鉛直載荷試験 北海道開発局開発土木研究所	○玉田隆志・西川純一 日下部祐基	154
㉔	築堤下の地中応力を三角荷重のSuperpositionで求める解析 ㈱ロック建設技術研究所	今井芳雄	162
㉕	EPS 盛土の荷重伝達特性の解析 北海道大大学院 北海道大工学部	○高原利幸 三浦均也・喜多孝昭	170
㉖	いくつかの不規則波入力による斜面破壊の模型実験について 苫 小 牧 高 専 日 本 大 学 苫 小 牧 高 専	○澤田知之 能町純雄 池浦 勲	180
㉗	二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究(第二報) 室 蘭 工 大 工 学 部 室 蘭 工 大 大 学 院 専 修 大 道 短 大	○三浦清一 ○萩原淳平・萩原義雄 川村志麻	188
㉘	砂の一次的性質を考慮した変形・強度特性 北海道大大学院 北海道大工学部	○前田健一 三浦均也・土岐祥介	198
㉙	異なる室内せん断試験による種々の砂試料の変形強度特性 北 見 工 大 北 海 道 大 大 学 院 北 見 工 大	○山下 聡 千葉隆仁 高橋卓也・平田広昭 佐々木智彦・山下晋祐	208
㉚	北海道火山灰土の繰返し非排水強度に及ぼす応力履歴の影響 室 蘭 工 大 工 学 部 室 蘭 工 大 大 学 院 地 崎 工 業 ㈱ 室 蘭 工 大 工 学 部 専 修 大 道 短 大	三浦清一 ○阿曾沼剛 八木一善 磯崎真一 川村志麻	216
㉛	北海道東方沖地震で被災した火山灰の動的力学特性について 室 蘭 工 大 工 学 部 室 蘭 工 大 大 学 院	○磯崎真一・三浦清一 新田 登 阿曾沼剛	226
㉜	北海道南西沖地震における下水道マンホールの浮上と対策工 長 万 部 町 基礎地盤コンサルタンツ㈱	阿保法彦 森本 巖・斎藤和夫 ○門田 浩	234
㉝	1994年北海道東方沖地震における地盤災害の概要 北 海 道 大 工 学 部 北 海 道 大 大 学 院	土岐祥介・三浦均也 ○西村右敏 高原利幸	244

⑭ 北海道東方沖地震道路被害状況	北海道開発コンサルタント株式会社 北海道釧路土木現業所	○和泉孝夫・林 啓二 畑中 弘・小馬谷寿次	254
⑮ 北海道東方沖地震による液状化被害の特徴	基礎地盤コンサルタント株式会社	山下正良・斉藤和夫	260
⑯ 波浪による海底地盤の液状化によって発生した防波堤の沈下事例	岐阜大工学部 水産庁水産工学研究所 北海道水産部 岐阜大工学部 北海道大工学部	○長崎 淳・小西 彰 岡二三生 大橋正紀 鎌田 彰 八嶋 厚 ○三浦均也	266
⑰ 平成6年9月豪雨による2種類の道路盛土崩壊	北海道開発局新道開発建設部 機構研エンジニアリング 北海道大学工学部	○村山建三・上野泰弘 ○山田智弘・横田 寛 三田地利之	276
第12・13回土質工学懇話会			284
平成5年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告			289

標準貫入試験がかかえる諸問題

北海道土質コンサルタント株式会社 ○正会員 遠藤 秀博
同 上 正会員 工藤 康雅
同 上 正会員 平尾 大樹

1. はじめに

標準貫入試験（以後SPTと称する）は、ボーリング調査では必ずと言っていいほど実施される動的サウンディングの代表的なものであるが、SPTで得られるN値はばらつきが大きく、その信頼性や再現性の低さを指摘する人も多い³⁾。

N値は「土の硬軟・密度を表す相対値」と定義されているが、実際は支持力の計算を始め多くの設計基準で実用的に用いられるほか、各定数を算定する基礎データとして等、その汎用性は非常に高いのが現状である。また、SPTの簡便性や過去のデータの蓄積を考えると、しばらくは土質調査業務の主要試験として位置付けられていくであろう。このことから、SPTは一定の精度を保った品質の高い原位置試験へと転換していくことが望まれているのではないだろうか。

N値のばらつきの原因としては様々考えられるが、主に次の5項目に集約される。

- a) 掘削方法（送水掘り・無水掘り）の違いによるもの
- b) 落下方法の違いによるもの
- c) 試験機械・器具の違いによるもの
- d) 地盤本来のばらつきによるもの
- e) フォアマンの技術力・意識の差によるもの

上記の項目のうちd～eの2項目については定量的な評価・判断は難しいが、a～cの3項目の中には私たちが改善できるものがあるのではないかと考えた。そこで、私たちは次の2地区で比較試験を行うことによりSPTの問題点や改良点を探った。

- ・星置地区 掘削方法の違いがN値に与える影響
- ・石狩地区 落下方法・機械・器具の違いがN値に与える影響

2. 星置地区の比較試験

(1) 試験条件

比較試験は当社の調査部の5班により実施した。表-1に試験条件をまとめる

表-1 星置地区の試験条件

班 名	① 班			② 班			③ 班			④ 班			⑤ 班		
試験番号	1-A	1-B	1-C	2-A	2-B	2-C	3-A	3-B	3-C	4-A	4-B	4-C	5-A	5-B	5-C
掘削方法	A法	B法	C法	A法	B法	C法	A法	B法	C法	A法	B法	C法	A法	B法	C法
ハンマー落下方法	T o (とんび法)														
ハンマー巻上げ	コンプリーによる巻上げ														
サンブラー	X社製						Y社製			X社製					
試験地盤	函浜性砂地盤														

Some problems of "Standard Penetration Test".
Hidehiro ENDO (Hokkaido Doshitsu Consultant Co.,Ltd.)
Yasumasa KUDO (Hokkaido Doshitsu Consultant Co.,Ltd.)
Daiki HIRAO (Hokkaido Doshitsu Consultant Co.,Ltd.)

比較対象とした掘削方法は、次の通りである。

A法 …… 送水掘り（ベントナイト泥水を用いた慎重な掘削。）

B法 …… 無水掘り（SPT深度直前まで給圧・回転とも上げ、故意に孔底に「焼付」を生じさせる。孔壁安定のため所々でベントナイト泥水の投入は認める。）

C法 …… 無水掘り（SPT直前の掘削終了後コアチューブを急速に引上げ、故意に孔底に「ボイリング」を生じさせる。）

なお、B法・C法では事前にスライムの発生が予想されたが、スライムが沈積し所定深度以浅でレイモンドサンプラーが高止まりした場合は、スライム量を測定しそのまま静的に押し込みSPTを実施することにした。

試験深度の範囲では地盤は海浜性砂地盤である。ただし、G.L. - 6 ~ 7mで粒度分布の相違、G.L. - 13 ~ 14mで小礫を混入する地盤の不均質な部分があり、比較対象からこれらの深度を除外した。

(2) 各掘削方法のN値のばらつき幅

図-1に掘削方法毎の各班のN値の分布を示す。

各班のN値を比較すると、掘削方法毎に次の異なった特徴がみられる。

- 1) A方法では、③班のN値が他班と比べて際立って小さく、③班を除く4班を比較すると地盤のばらつきのある深度を除いてN値の差異は小さい。
- 2) B方法では、地盤のばらつきのある深度を除くと各班のN値の差異は比較的小さく、A方法で極端に小さかった③班のN値もここでは目立たなくなっている。
- 3) C方法では、各班のN値のばらつきが非常に大きくなっている。全体には②班・③班・⑤班のN値が小さい傾向にあり、G.L. - 9m以深では①班のN値が大きい傾向にある。

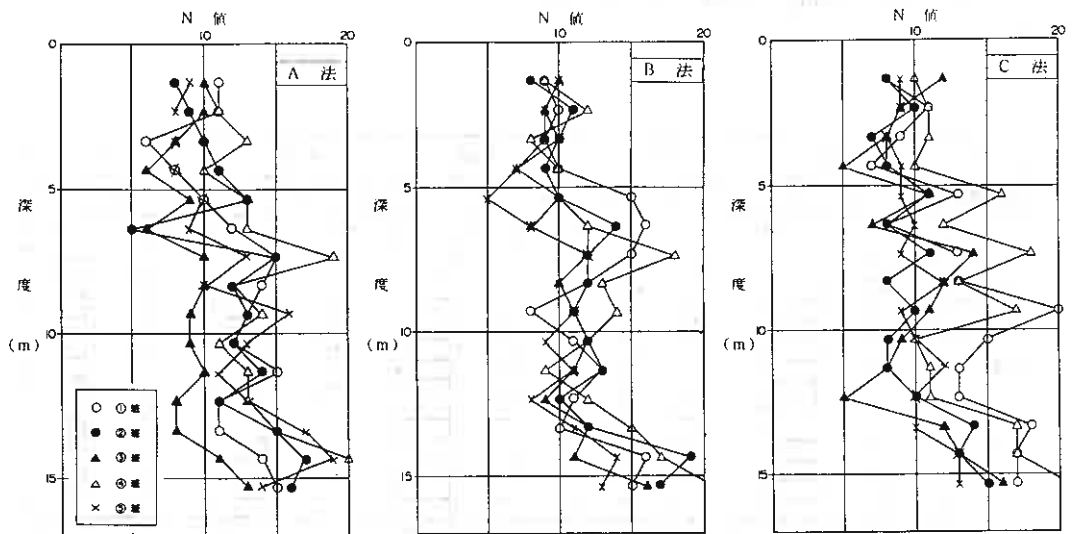


図-1 掘削方法毎の各班のN値の分布

A方法で、③班と他班でN値に大きな差異がみられた。原因を調査した結果、③班使用のレイモンドサンプラーの剛性が高いことがわかり、これが主な原因と考えた。

掘削方法毎のN値のばらつきを、使用サンプラーの異なる③班を除く、他4班の同一深度のN値の標本偏差 σ_s によって評価してみた。

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{\sum(N_i - N)^2}{n - 1}}$$

σ_s は、平均値に対する標準偏差と同じ意味であり、 σ_s の値が小さいほど、同一深度の各班のN値が揃っていることになる。

図-2に掘削方法毎の標本偏差を示す。

これより、深度4m以深ではC方法の σ_s が他の方法より明らかに大きく、つまり各班のN値が大きくばらついていることが分かる。B方法はA方法と比較すると大差ではないが σ_s が大きめである。

これより、掘削方法による各班のN値のばらつきはA→B→Cの順で大きくなる傾向があるといえる。

(3) スライムがN値に与える影響

掘削方法によってN値のばらつき幅が異なるのは、具体的に何が原因なのであろうか。私たちはスライムがN値のばらつきに関係あるのではないかと考え、レイモンドサンプラーで採取した試料のスライム量を比較した。

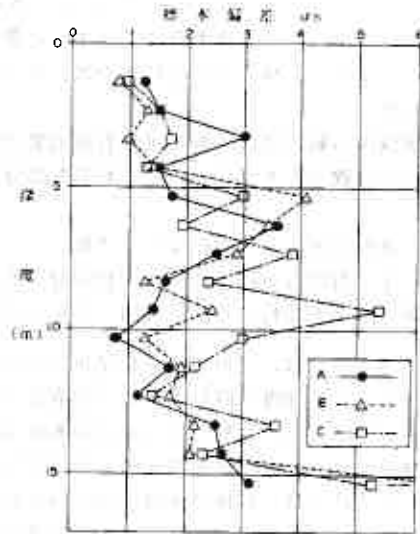


図-2 掘削方法毎の標本偏差

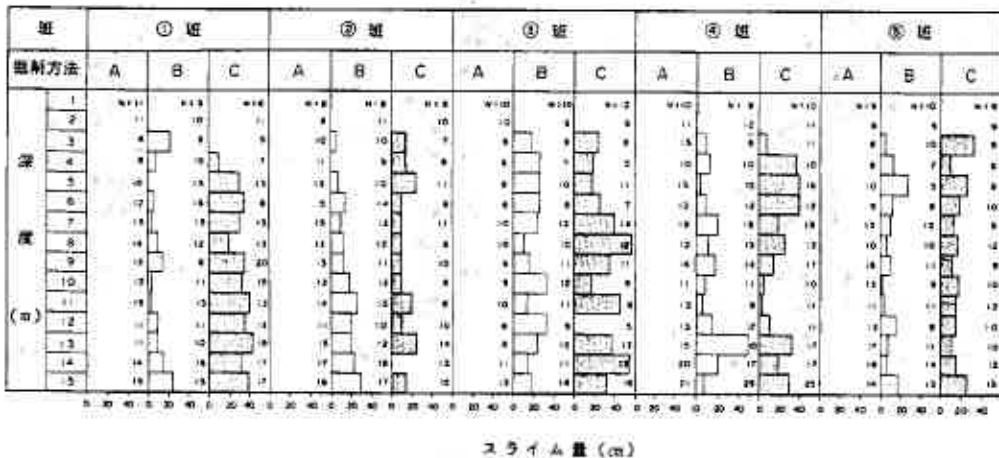


図-3 各班の掘削方法毎のスライム量

図-3に示すように、A方法ではスライムがほとんどみられないが、B方法ではスライムが約10~20cm、C方法では約20~50cmと非常に多く、掘削方法によって明らかにスライム量が異なっている。このスライム量の傾向は先の標本偏差 σ_s の傾向と等しい。したがって、スライムがN値のばらつきに何らかの影響を与えているものと考えられる。

一方、各班毎のスライム量に着目すると、次の違いがみられる。

- ・ B法 ----- ③班のスライム量が他班と比較して非常に多い。
- ・ C法 ----- ①班と③班のスライム量が全体に多く、②班と⑤班のスライム量が少ない。

この傾向の違いから、掘削方法によって各々のN値の傾向が異なった原因が分かるのではないかと考え、スライムによる影響の小さいA方法のN値を基準にして、これとB方法・C方法のN値の差(N値の増分)をスライム量と比較した。

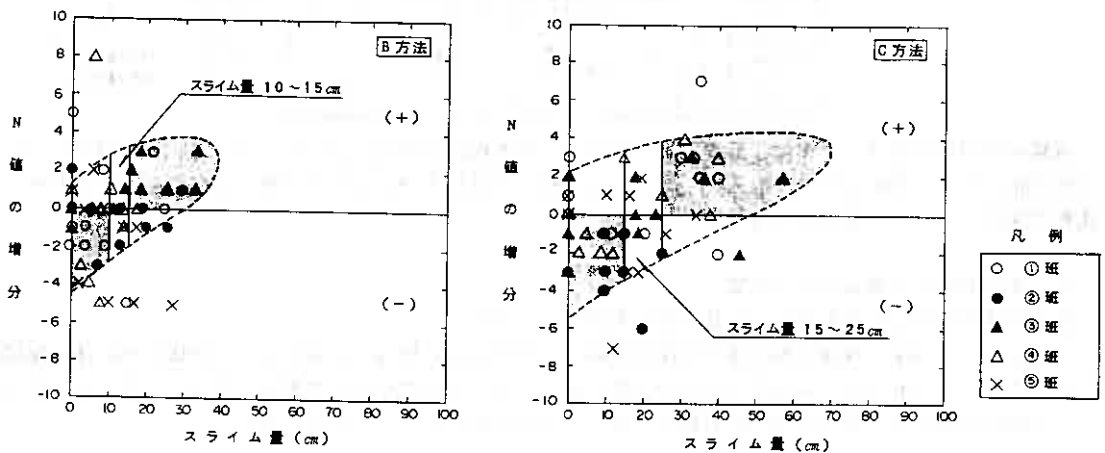


図-4 N値の増分とスライム量の関係

図-4より、B方法ではスライム量10~15cm、C方法ではスライム量15~25cmを境界域として次の結果が得られた。

- 1) 境界域を越えるスライム量では、N値が約10~30%増加する。これは、スライムによるレイモンドサンプラーの先詰まりが原因と考えられる。
- 2) 境界域に達しないスライム量では、N値が約10~40%減少する。これは、無水掘削による孔底下の試験地盤の乱れの影響と考えられる。
- 3) スライム量が境界域の範囲では、平均的にはA方法のN値に収束するが約±20%の範囲でばらつきがみられる。

以上の比較試験の結果より、「無水掘削」はスライムの沈積・孔底地盤の乱れによりN値±10%~40%もの多大な影響を与え、ばらつきも大きくなることがわかる。従って、調査ボーリングの掘削方法としては「送水掘削」が適当と考える。

3. 石狩地区の比較試験

(1) 試験条件

比較試験は星置地区の5班のうち当社の中堅である②班・③班で実施した。表-2に試験条件を示す。

表-2 石狩地区の試験条件

班	試験名	振動法	落下法	重量	吊り芯	巻上げ	つめ	ワグ	地盤			
②	2-To	ヘント	To	63.2kg	-	コ-プ-リ	-	X社	海			
	2-Co		Co									
	2-Aa	ト	Aa	64.0kg	偏	心	ウ			鋭	利	
	2-Ab ₁		Ab									
	2-Ab ₂	ナイ	ト	Ab	63.5kg	中	心			ウ	鈍	化
	2-Ab ₃											
	2-Ab ₄	中心	Ab	62.4kg	中	心	ウ			鈍	化	
2-Ab ₅	Ab											
③	3-To	泥	To	62.9kg	-	コ-プ-リ	-	Y社	浜			
	3-Co		Co									
	3-Aa	水	Aa	64.0kg	偏	心	ウ			鋭	利	
	3-Ab ₁		Ab									
	3-Ab ₂	よ	る	Ab	63.9kg	中	心			ウ	鈍	化
	3-Ab ₃											
	3-Ab ₄	送	水	Ab	62.4kg	偏	心			ウ	鋭	利
	3-Ab ₅											
3-Ab ₆	瓶	Ab	62.4kg	中	心	ウ	鈍	化				
3-Ab ₇									Ab			

※落下方法
 To法 トンビ法
 Co法 コ-プ-リ-法
 Aa法 A社自動落下法
 Ab法 B社自動落下法

試験深度の範囲では、地盤は海浜性砂地盤である。星置地区と同様に、G.L. -1mで粘土を挟むなどの土層変化、G.L. -19mで小礫の混入、G.L. -20mで粘土・腐植土の混入する地盤の不均質な部分があり、比較対象からこれらの深度を除外した。

(2) 落下方法がN値に与える影響

落下方法の違いによる各班毎のN値の分布を図-5に示す。

これより、To法のN値が他の落下方法と比較してやや小さい傾向にあるものの、全体にそれほど極端なばらつきはみられない。③班のAa法のN値がG.L. -11mで小さめであり、また、大きくはずれる点が所々あるが、全体の傾向から地盤のばらつきに起因するものと考えられる。

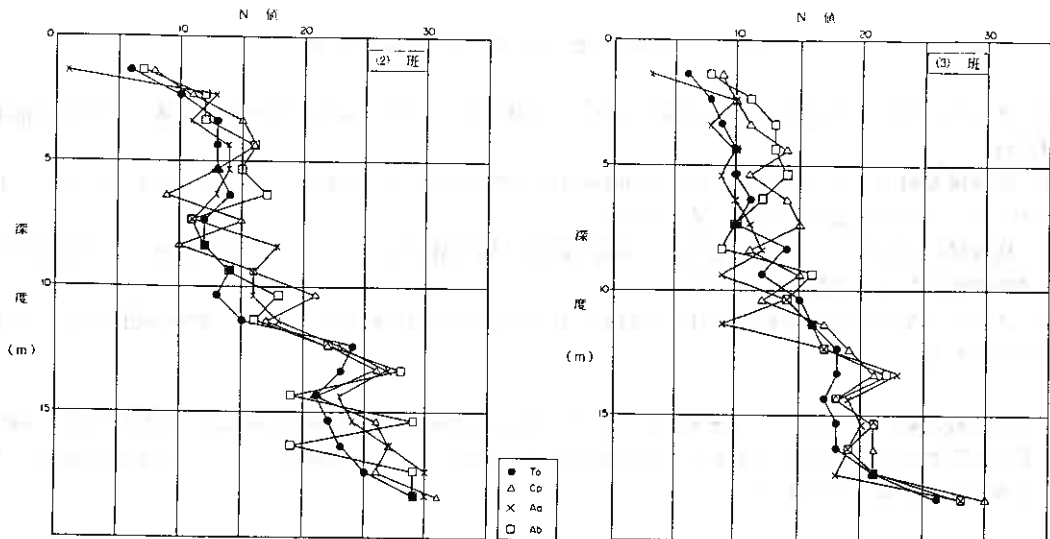


図-5 落下方法の違いによるN値の分布

図-6にT_o法のN値と他の方法によるN値との関係、表-3にT_o法を基準としたN値の増分を示す。これより、落下方法の違いによるN値のばらつきは最大でも10%と判断でき、実用上は大きな問題はないといえる。当社では作業性に優れていることからコーンブリー法を用いているが、調査技術者の努力により落下方法による差異を最小限に押さえて来た。自由落下の努力を怠った場合、トンビ法との差は20%になるともいわれている⁶⁾。さらに信頼性・再現性の高いSPTを目標とするなら落下方法は、調査技術者の経験の差や意識の違い等の漠然たる個人差が入りづらい「自動落下法」が適当と考えられる。

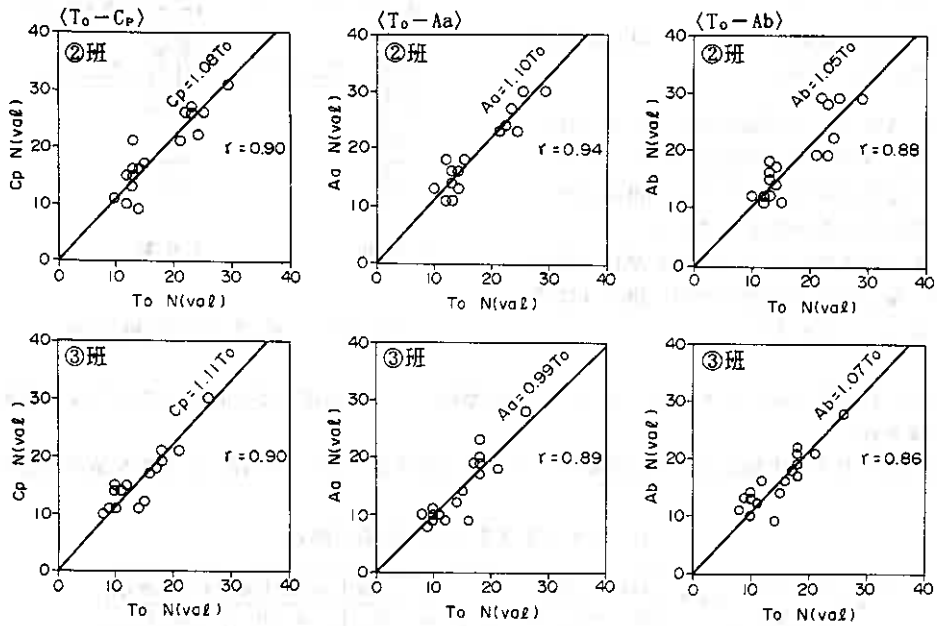


図-6 T_o法のN値との関係

表-3 T_o法を基準としたN値の増分

落下条件		平均 N 値		T _o 法を基準とした増分	
		②班	③班	②班	③班
トンビ	T _o	17.4	14.8	-	-
コーンブリー	C _p	18.9	16.5	+ 8%	+ 11%
自動落下装置A社	A _a	19.3	14.5	- 10%	- 1%
自動落下装置B社	A _b	18.4	16.1	+ 5%	+ 7%

(3) つめ・吊り方がN値に与える影響

自動落下法の導入が、本当にSPTの品質向上につながるのだろうか。私たちは自動落下装置の構造上の問題からこの疑問を抱いた。

図-7にA社製とB社製の自動落下装置の概要を示す。

A社製とB社製は装置の原理は同じであるが、構造上でいくつかの違いがみられる。大きな違いは次の2点である。

- イ) A社はハンマーを掛けるキャッチャーのつめが外側を向いているが、B社は内側(ロード側)を向いている。
- ロ) B社はA社と比較して、コーン状の位置決めリングの径が大きい。

これより、A社のものは偏心吊りでもそれほど問題はないが、B社のものは偏心吊りではキャッチャーのつめと位置決めリングの引っ掛かりが生じるため、中心吊りを原則としている。

ただし、ある程度使い込んでつめが摩耗(鈍化)したものは、偏心吊りでも器具の引っ掛かりは感じられなくなることがわかった。

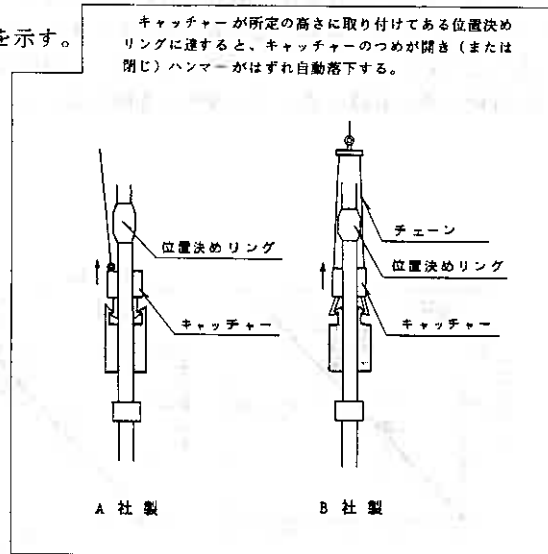


図-7 自動落下装置概要図

私たちはB社自動落下法で、キャッチャーのつめの摩耗・吊り方の違いがN値にどのような影響を与えるか比較試験を行った。

表-4に正規の方法で実施したA b法を基準としたつめの状態・吊り方の違いによるN値の増分を示す。

表-4 A b法を基準としたN値の増分

条件	モノの重量差	吊り芯	キャッチャーのツメ	平均 N 値		A b 法を基準とした増分	
				② 班	③ 班	② 班	③ 班
A b	正規	中心	鈍化	18.4	16.1	-	-
A b ₁	-1.1kg	偏心	鈍化	19.5	17.7	+ 6%	+ 10%
A b ₂	-1.1kg	偏心	鋭利	-	19.9	-	+ 23%

これより、次の事項が判明した。

- 1) A b₁法は6~10%の増加と僅かであることから、吊り芯が偏心であってもつめが使い慣らしたものであれば、影響は少ないものと考えられる。増加分はハンマーの重量差による可能性が高い。
- 2) A b₂法は23%もの増加がみられ、吊り芯が偏心で、かつ、キャッチャーのつめが新品の場合、N値に与える影響は大きくなるといえる。

比較試験の結果から、器具の状態によっては最大25%ものばらつきが生じることがわかる。したがって、自動落下方法であっても槽やマシンを含め、器具の調整には十分な注意が必要であろう。

(4) ハンマー重量がN値に与える影響

表-2の試験条件に示したが、ハンマー重量を検量してみると製作・市販されているハンマー重量のばらつきがあることが分かった。ハンマー重量の違いによるN値の影響をみるために比較試験を行い、表-5に示す結果が得られた。

表-5 ハンマー重量の違いによるN値の増分

条件	モックの重量差	吊り芯	キャッチャーのツメ	平均 N 値		Ab法を基準とした増分	
				②班	③班	②班	③班
Ab	正規	中心	鈍化	18.4	16.1	-	-
Ab _s	-1.1kg	中心	鈍化	19.9	17.4	+ 8%	+ 8%


これより、両班とも8%のN値の増加が確認された。理論上はハンマーの重量差分である2%の増加となるが、理論値との差は測定誤差の範囲と考える。

ハンマー重量の差は1kg程度であれば大きな影響はないと考えられるが、これ以外の要素による影響を複合的に受けると多大な影響を生じる可能性があるため、定期的な検量を行う等十分な注意が必要である。

(5) レイモンドサンプラーの違いによるN値の影響

前述の③班と他班で使用したレイモンドサンプラーの相違は、鋼材及び次のネジ部の形状である。

X社製  ネジ部の長さ25mm、6山

Y社製  ネジ部の長さ40mm、5山

②班と③班でサンプラーを交換し、次の結果が得られた。

②班のN値をN₂、③班のN値をN₃とするとサンプラー交換前は、

$$N_3 = (0.85 \sim 0.90)N_2$$

とほぼ一定の関係にあったが、サンプラーを交換したAbs法では

$$N_3 = 1.17N_2 \quad \rightarrow \quad N_2 = 0.85N_3$$

とその関係が逆転し、②班と③班のN値の差異はレイモンドサンプラーの剛性の違いであることが分かった。

レイモンドサンプラーの形状はJISで定められており、ここではX社のものが概ねJIS規格に従ったものであった。

比較試験結果から、レイモンドサンプラーの僅かな違いが10~15%とN値に及ぼす影響が大きいことが分かった。製作するメーカーはもちろんであるが、使用する側も規格のものを厳守していくように注意が必要であろう。

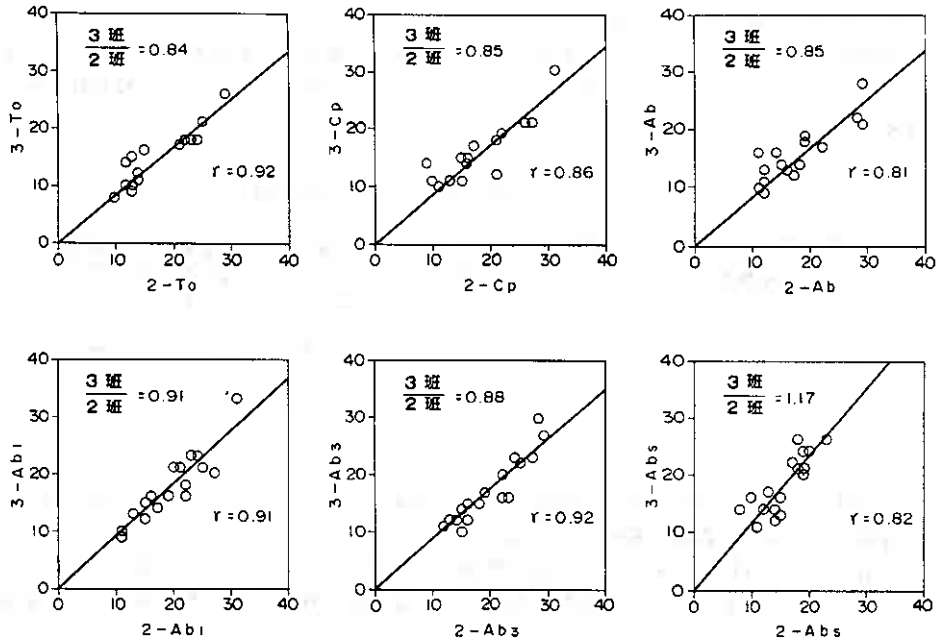


図-8 ②班と③班のN値の関係

表-6 ②班と③班のN値の比較

条件	平均N値		N ₃ / N ₂
	②班	③班	
To	17.4	14.8	0.84
Cp	18.9	16.5	0.85
Ab	18.4	16.1	0.85
Ab ₁	19.5	17.7	0.91
Ab ₂	19.9	17.4	0.88
Abs	15.6	18.3	1.17

4. あとがき

比較試験の結果から、今まで漠然と個人差によるものといわれてきたSPTによるN値のばらつきを整理してみるとその大部分が、掘削方法・落下方法・試験器具等の問題であり、改善の余地が十分あることが分かった。

- 1) 「無水掘り」でスライムを沈積したり孔底地盤を乱すことによって±10~40%ものN値への影響が生じることがわかった。調査ボーリングは「送水掘り」が適当と判断する。
- 2) 落下方法の違いでは、最大10%のばらつきであるが、落下方法を統一することによりさらにばらつきが小さくなると考える。落下方法は、経験の差や意識の違い等の漠然たる要因の入りづらい「自動落下法」が適当であろう。
- 3) 「自動落下法」であっても櫓やマシンを含む器具の調整を怠ると、最大25%のばらつきを生じる可能性があるため注意を要する。
- 4) ハンマーやレイモンドサンプラーは現在製作・販売されているものでJISの規格に準じないものが多くあることが判明した。比較試験の結果、これら器具の影響でN値に10~20%の多大な影響が生じることが分かり、規格を厳守することの必要性を強く感じた。

これらの事項をすべて満足することにより、今まで条件によっては±50%はあったと思われるN値のばらつきの幅が±5%まで精度を上げられるようになるものと考ええる。

参考文献

- 1) 土質工学会：土質調査試験結果の解釈と適用例，pp.27~75
- 2) 土質工学会：土質調査法，pp.189~219
- 3) 土質工学会：新・土と基礎の設計計算演習，pp.3~16
- 4) 中橋雅彦ほか：ボーリングの掘削方法の違いがN値に与える影響について，全地連技術フォーラム'92講演集，pp.31~34，1992.
- 5) 竹内美晴ほか：標準貫入試験を行う上での留意点について，全地連技術フォーラム'94講演集，pp.165~168，1994.
- 6) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp163~169

弾性波トモグラフィによる堤体構造の把握

応用地質株式会社 ○原田卓弘
応用地質株式会社 長田正樹
北海道開発局開発土木研究所 正会員 西川純一
北海道開発局開発土木研究所 野並光昭

1. はじめに

近年、被害地震の続発などにより、河川堤防の安定性についての関心が改めて高まっている。堤体の安定性を論ずる際には、常に堤防内部の土質構造、特に水に関わる力学特性が重要になってくるものと考えられる。しかし、堤防のような重要構造物の場合、開削などの直接的な手段によってその内部構造を把握することはきわめて難しいので、従来はボーリングおよびボーリング孔を利用した地下水位や間隙水圧等の計測から、推定している場合が多い。

今回、著者は堤体内部の弾性波速度分布を、トモグラフィ手法によって2次元断面的に把握する試みを行った。これまで、弾性波速度トモグラフィとしては、岩盤を対象にしたP波速度分布を取り扱った例が、多く報告されている(たとえば、大友(1986))。しかし、土質地盤の場合、P波速度は水の水速度(1.5km/sec)程度を示すことが多く、堤防内部の微細な土質構造を調べる目的には適していない。そこで、今回は探査上の困難な点はあるものの、あえてP波よりも土質構造を反映し、工学的にも耐震性の評価に重要な役割を持ち、しかも標準貫入試験結果などと対応性の高いS波速度分布を求めることを考えた。

本実験は、スケジュール上、冬季に実施せざるをえなかった。その結果として表層部の凍結による影響が表れた。本報では、S波速度トモグラフィ実験の概要を報告するとともに、探査結果に与える凍土の影響についても若干の検討を加えた。

2. 実験の概要

実験は、すでに開削を含む改修工事が終了し、堤防の内部構造がおおよそ調べられている箇所近傍で行った。実験に当たっては、すでに多量の積雪があったので、重機により幅約3m程度の帯状に除雪をして、測線を設定した。

受震点には、固有周波数28Hz上下動地震計を土中に水平に埋設した。測線上には、0.5mごとに計48個の受震点を配置し、測定期間中固定した。起震は、長さ2m、厚さ0.3mの木材を、カケヤで打撃する板叩き法によった。起震点は、2mおきに計13点配置した。起震波形は、48ch同時に、地震探鉱器 McSeis16000を用いてデジタル形式にて記録した。図-1に測点の配置を示す。

一般にS波の初動は、判読が難しい。今回は、震源板の左右からそれぞれ打撃し、反転性を確認しながら、データの質をチェックした。全走時データ数は、624であった。

解析法は、通常P波速度トモグラフィの場合と基本的に同様の手

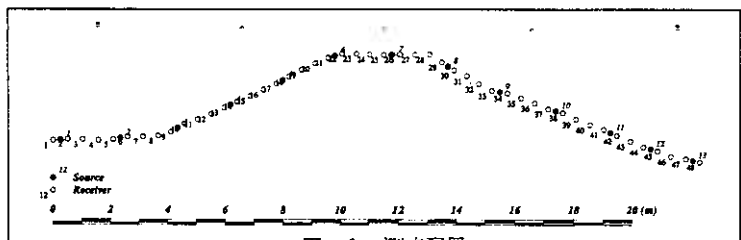


図-1 測点配置

Shear-wave velocity structure in the embankment trough seismic tomography: Takuhiro Harada, Masaki Osada(OYO Co.), Jun'ichi NISHIKAWA, Mitsuaki Nonami(Hokkaidou Development Bureau)

順にて進めた。ただし、P波の場合よりも走時曲線の調整を入念に行った。解析は、バックプロジェクション (BPT) による速度モデルを初期モデルとし、同時反復法 (SIRT) によって最終速度モデルを求めた。概ね10回程度の反復にて、速度残差が十分収束した。解析したセルの大きさは50×50cmである。

3. 実験結果

図-2は、実験断面のごく近傍で開削した際に行われた土質観察スケッチを簡略化したものである。観察結果及び既存の調査資料から、実験対象断面では砂質土である軽石混じり火山灰 (コーン貫入抵抗 q_c 10.4 kgf/cm²) からなる旧堤体のうえに、火山灰質粘性土 (q_c 5.6 kgf/cm²) が、盛土されている。

堤体内部のS波速度分布を図-3 (a) に示す。概ね、堤体表層が高速度となっている。図-3 (b) は、同図 (a) に示した速度構造から計算した初動波線である。表層が高速度となっているために、ほとんどの波線は表層付近に集中している。従って、得られた速度分布の精度という意味では、表層付近は良好である。

堤体の内部の堤外側では、天端より2mほど深い範囲まで、1.2ないし1.4 km/secの高速度を示しているのが、特徴的である。それ以深は、ほぼ1.0 km/sec前後の速度となった。堤外側では堤内側に比べ波線が深部まで達している。ここでは、特に顕著な表層の高速度層は見られず、旧堤体に対応すると考えられる箇所では1 km/sec程度の速度が分布するように求められた。

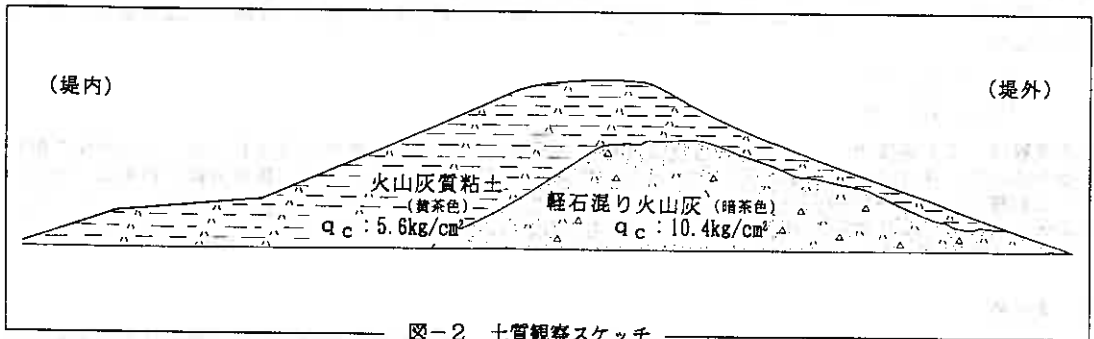


図-2 土質観察スケッチ

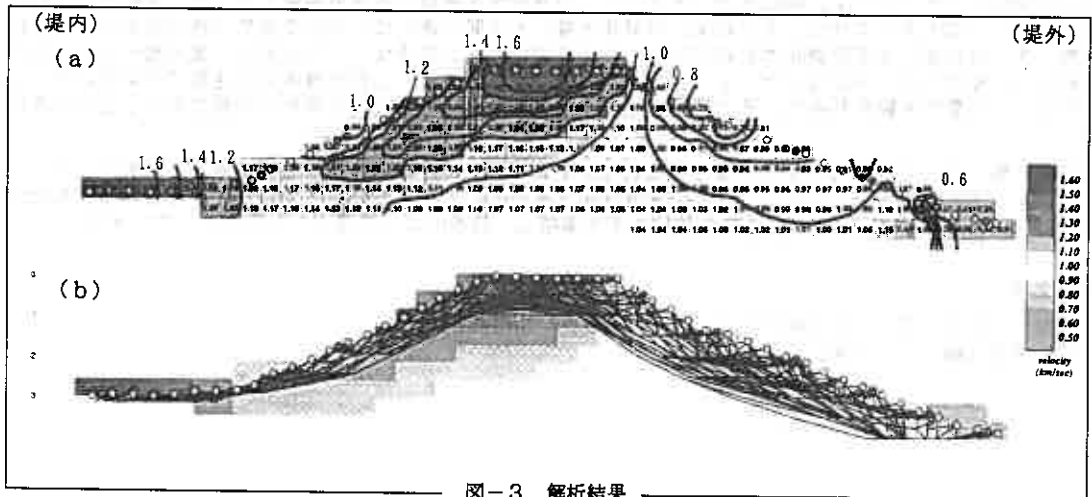


図-3 解析結果

4. 議論

以上のように、堤体内のS波速度分布が推定されたが、S波速度そのものの値としては、既存の土質地盤一般のP S検層等の資料から見ても、かなり速くなっている。表層部分の、特に堤外側に高速度値が多く求められているが、現地条件から考えると、日照、風向き等の気象条件の影響で表層が凍結していたために、速度が速くなっていたとみなすのが、今回の場合最も自然であろう。このように現地状況と氷のS波速度が1.6 km/sec程度であることを考えあわせると、図-3にて得られた表層高速度は概説明できよう。もしそうであるとする、堤外側の盛り土範囲に対応する高速度域は、凍結の影響が著しい箇所ともいえる。また、堤外側は堤内側に比べ凍結の程度が低く、そのために波線は旧堤体上面まで達し、盛土部分との境界面を多く通ってきたと考えられる。さらに同じ測線上で併せて実施した地下レーダー探査の結果においても、表層直下20 cm~80 cmに顕著な反射面が認められている。このような反射面は、表層高速度域また波線経路分布とも調和的である。従って堤外側では旧堤体の形状が得られ、天端および堤内側では凍土層の分布が得られたと考えられる(図-4)。また全体的には凍上の程度に対応するようにS波速度が相対的に速いという結果になっている。

一般に凍結深度は1 m以内であるが、解析結果ではそれ以深までS波速度が速く求まっている。これは表層に高速度の薄層があるために、波線の分布が非常に局在化し、それ以深の速度値が過大に評価されていることに加え、凍結しないまでもある程度土粒子間の粘着力が大きくなっていることなどによるのかもしれない。いずれにせよ、得られたS波速度は異常ともいえるほど速く、速度値そのものを議論する際には、このような凍結土層の影響を十分検討しておかねばならないことになる。

そこで、もし、この様な凍結層がなかった場合、今回の結果よりもさらに忠実に堤防内部のS波速度値が求められ得るかどうかについて検討するために、簡単な数値実験を試みた。本実験地で得られている土質とqcの関係をもとに、次式(土質工学会、1982)によりS波速度を推定し、堤防のS波速度分布モデルを作成した。

$$N = qc / 4 \\ V_s = 91 \cdot N^{0.337}$$

数値実験は、この速度モデルと実験時と同じ起震点・受震点分布から、理論走時をもとめ、上と同様の解析手順を踏んで、速度分布を推定する、というものである。図-5に示すように、数値実験の結果は、今回のような起震点・受震点配置のもとでも、十分良く本来のS波速度構造を再現できることを示した。さらに、旧堤体と盛り土材のS波速度の差が、0.03 km/sec程度以上あれば、再現性は高いことがわかった。

5. まとめ

今回、すでに土質構造が調べられている河川堤防を対象に、堤体内の土質構造を非破壊的に推定する手法として弾性波トモグラフィ、特にS波トモグラフィの適用性を確認する現場実験を行った。実験では、板叩き法によりS波を発生させた。その結果、旧堤体と盛り土区間の違いに対応する速度分布が得られ、土質の状態(凍上の程度)とほぼ調和する結果となった。そのため、S波速度として本来の土質地盤が示すものと比較して、極めて速い値となった。もし、凍上部が無い場合に、より土質地盤本来の速度値が得られるかどうかについて数値実験を試みた。その結果、速度値そのものの再現性の高い解析が可能であることが示された。

土質地盤において、S波速度は耐震性(液化化、すべり、支持力等)の評価の際に極めて重要なパラメータとなる。S波トモグラフィ手法は、その速度値が2次的にどの様に分布しているのかを調べる、有効性の高い手段であると考えられる。今後、測定事例を蓄積し、技術的に確立したものとしてゆきたい。

引用文献

大友秀夫、1986、ジオトモグラフィ技術の現況、物理探査、39
土質工学会(編)、1982、「土質調査法」



図-4 土質状況とトモグラフィー結果の比較

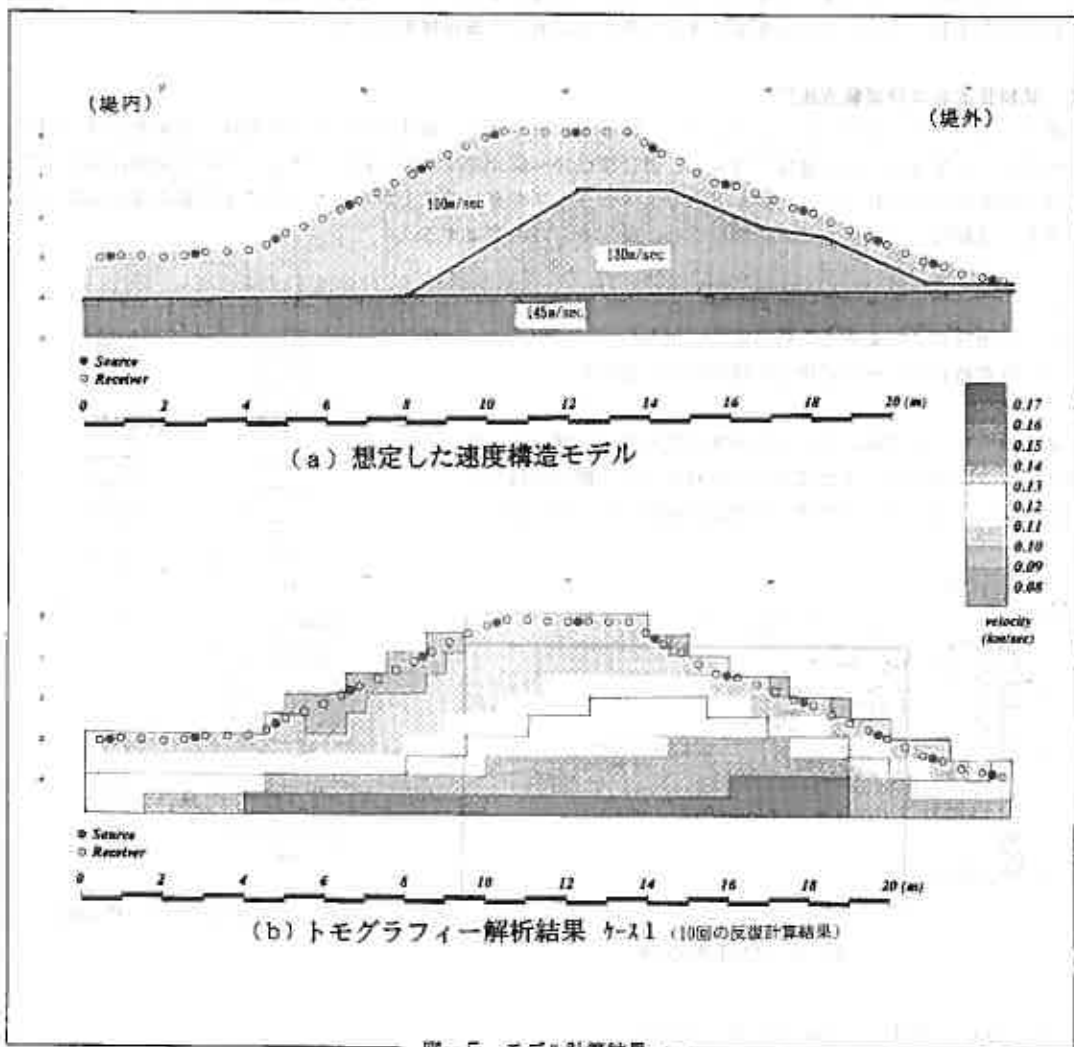


図-5 モデル計算結果

ダイラトメーターによる地盤測定例

基礎地盤コンサルタンツ(株) (正) 斎藤和夫

○ (正) 作田一之

長谷克志

1. はじめに

ダイラトメーター試験(以下DMTと略す)は、三成分コーンに並ぶ新しい原位置試験として軟土を中心として急速に発達してきており、我が国でもいくつかの測定例が報告されている^{1)~4)}。この試験は、その簡便性、装置の単純性、結果の再現性の良さ等の特徴を有しており、各種の土質パラメーターをその推定法が提案されている⁵⁾。しかし、これらの推定法は、経験的な相関性にもとづいているため、それぞれの地域の土質に応じてその適用性を十分に検討しなければならない。本報告は、DMTの概要を紹介するとともに、現時点でどのような土質パラメーターが推定できるかを示し、若干の適用例を示した。

2. 試験装置および試験方法⁶⁾

ダイラトメーターは図-1に示すように、幅96mm、厚さ15mmの鋼性のブレードであり、先端角は16°である。このブレードを2cm/secの速度で貫入し、通常深度20~50cm毎に試験を行う。ブレードの中央部にはダイアフラムが取り付けられており、ロッド内のエアチューブを介して地上からのガス圧により膨らませることができる。試験は、ガス圧を徐々に増加させ、以下のものを測定する。

- ① ダイアフラムがブレードから離れる時の圧力(読みA)
- ② 中央部が1mm膨らんだ時の圧力(読みB)
- ③ 除荷時にブレードに接した時の圧力(読みC)

測定のタイミングは、ブレード内部の簡易なセンサーにより、ダイアフラムがブレードと接している時点と1mm離れた時点で、地上のコントローラーのブザーが鳴る仕組みになっている。

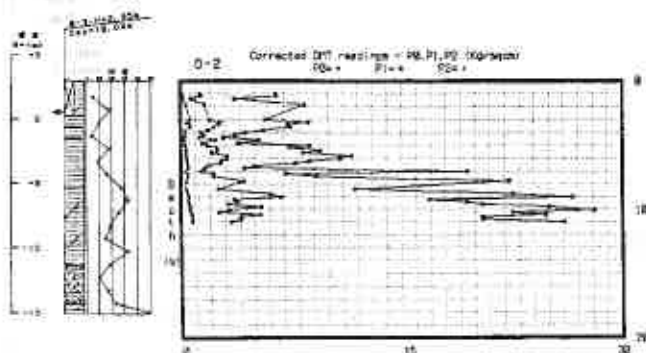


図-2 DMT測定結果

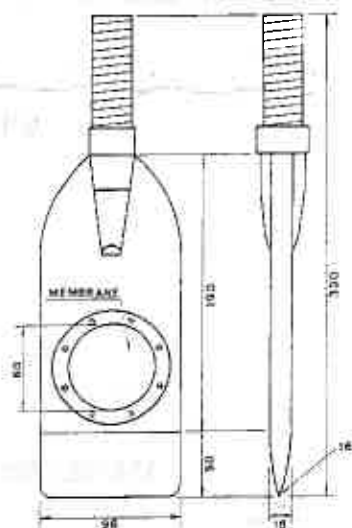


図-1 DMTのブレード模式図

Measurement of Soft Ground by Dilatometer

Kazuo Saito, Kazuyuki Sakuta, and Katusi Nagatani(Kisojiban Consultants Co.Ltd.)

なお、電気ケーブルはエアチューブの中を通過している。圧力の読みA、B、Cはダイヤフラムの剛性を補正して、それぞれ圧力 P_0 、 P_1 、 P_2 として取り扱う。図-2には $P_0 \sim P_2$ の深度分布図を示した。これらの測定値の物理的意味は明確ではないが、Campanella et al.(1984)⁷⁾が興味深い実験を行っているので、その一端を紹介する。図-3は、ダイヤフラム上の間隙水圧とたわみを測定できるよう改良された研究用DMTの測定結果である。これより、以下のことがわかる⁷⁾。

①砂では過剰間隙水圧はほとんど発生せず、 P_2 は平衡水圧静水圧に等しくなる。

②粘土では大きな過剰間隙水圧が発生するが、試験中ほとんど消散しないようである。

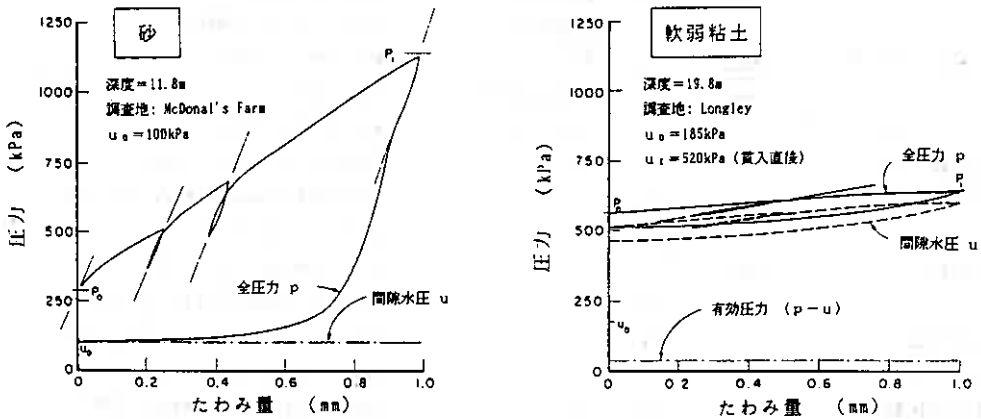


図-3 砂と軟弱粘土に対する研究用DMTの測定例⁷⁾

これらの値より以下のDMTインデックスが提案されている。ただし、 U_0 は静水圧、 $\sigma'v'$ は有効上載圧である。

・材料インデックス(Material Index): $I_D = \frac{(P_1 - P_0)}{(P_0 - U_0)}$ (1)

図-3からわかるように、砂では分子が大きく分母が小さい。また、粘土では分子が小さくて分母が大きい。したがって、このように、土質によって大きく変わるインデックスであり、土質判別に用いられる。

・水平応力インデックス(Horizontal Stress Index): $K_D = \frac{(P_0 - U_0)}{\sigma'v'}$ (2)

$(P_0 - U_0)$ が水平応力 $\sigma'h'$ に関する値であることより、 K_D に類似したものとして定義されている。

・ダイラトメーター係数(Dilatometer Modulus): $E_D = 34.7(P_1 - P_0)$ (3)

当初は、弾性論より導き出されたものであるが、係数に変更されて上式となった。

8. DMTより推定される土質パラメーター

DMTインデックス I_D 、 K_D 、 E_D を用いて、各種の土質パラメーターの推定法が提案されている。表-1

は、現在推定法が提案されている土質パラメーターをまとめたものである。

表-1 DMTインデックスを用いた土質パラメーターの推定¹⁾ (一部加筆)

土質パラメータ	対象土質	DMTインデックス	提案者
非排水強度 C_u	粘土	I_a, K_a	Marchetti(1980)
内部摩擦角 ϕ	砂	I_a, K_a , 押し込み力 あるいは近傍の q_c	Schmertmann(1982) Marchetti(1985)
静止土圧係数 K_0	粘土	I_a, K_a	Marchetti(1980, 1986)
	砂	K_a , 押し込み力	Schmert(1982)
	砂	I_a , 近傍の q_c	Baldi et al.(1986)
過圧密比 OCR	粘土	I_a, K_a	Marchetti(1980)
	砂	K_a , 押し込み力	GPE(1983)
$M (= 1/mv)$		I_a, E_a, K_a	Marchetti(1980)
変形係数 E_i		I_a, E_a	Robertson et al.(1988)
変形係数 E_{vs}		E_a	Campanella and Robertson(1983) Baldi et al.(1986)
圧密係数 C_h	粘土	P_a	Robertson et al.(1988)
	粘土	P_a	Marchetti and Totani(1989)
液状化強度		K_a	Robertson and Campanella(1986)
剛性率 G_{max}	砂	E_a	Sully and Campanella(1989)
地盤反力係数		P_a, K_a	Schmertmann and Crapps(1983) Robertson et al.(1988)
CBR		E_a	Borden et al.(1985)

4. 道内での実施例

以下には道内の代表的な沖積地盤で実施したDMT試験をもとに、土質判別や代表的な土質パラメーターの推定への適用例を示す。

(1) 土質判別

土質判別は、通常材料インデックス I_a を用いて行われる。沖積砂質土で実施したデータの I_a の分布とボーリング柱状図を対比した結果を図-5に示す。土質の区分線は、Marchetti¹⁾によって以下のように提案されたものである。

- $I_a > 1.8$ 砂質土
- $0.6 < I_a < 1.8$ シルト質土
- $I_a < 0.6$ 粘土質土

図-5によると、GL-7.0~-9.5m間はシルト質土に、他は砂質土に包含され、柱状図と良く対応している。なお、シルト質土は、中間土と考えるべき

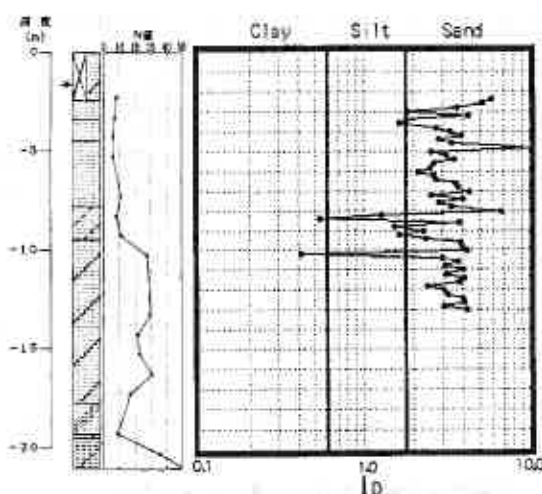
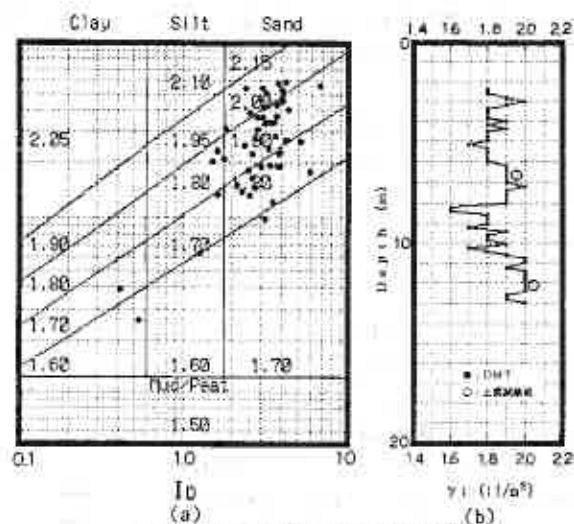
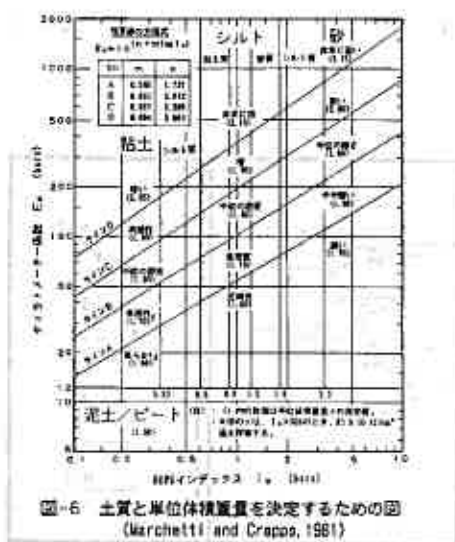


図-5 材料インデックス I_a の深さ分布



であろう。また、図-6に示すような判定図も提案されている¹²⁾。基本的には I_0 による土質判別に E_0 を関係づけ、締まり具合いやコンシステンシーによる分類が行われている。また、この分類に合わせて単位体積重量 γ_t が与えられている。ただし、この γ_t は図中の区分線で囲まれた範囲が一定値であるとしているので、あくまでも概略値と考えるべきである。しかし、このように γ_t の推定値が確立していれば、 K_0 の計算に必要な有効土載圧 σ_v' の概算が、土質試験のない場合の推定に利用できるもので非常に便利である。

図-6の判定図を用いて図-6と同地点の γ_t をプロットしたのが図-7(a)である。図-7(a)から γ_t を定め、深度分布図として示したのが図-7(b)である。この図に土質試験の結果も示したが、DMTによる推定値は若干低めの値を与えるが大きな違いはない。

(2) 砂の内部摩擦角

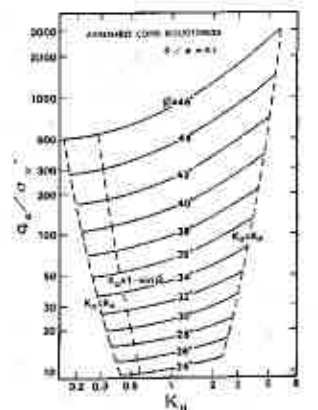
砂の内部摩擦角の推定法は、Marchetti(1985)¹³⁾より図-8が提案されている。これは静止土圧係数 K_0 値とCPTの先端貫入抵抗 qc と σ_v' の比 (qc/σ_v') の関係に、 ϕ' をパラメーターとして表わしたものである。したがって、適用にあたっては静止土圧係数 K_0 および qc/σ_v' が必要となる。ここで K_0 について Marchetti(1980)⁸⁾ は(4)式を提案している。ただし、この関係は粘土・シルト等では満足な関係を与えるものの、砂質土では K_0 を過大評価すると言われている。

$$K_0 = (K_0 / 1.5)^{0.47} - 0.6 \quad (4)$$

その後、Baldi et al(1986)¹¹⁾ は、砂質土に対する K_0 と K_0 および qc/σ_v' の関係を(5)式のように提案した。

$$K_0 = 0.376 + 0.005 \cdot K_0 - [(qc/\sigma_v') / 217] \quad (5)$$

図-9には(5)式による K_0 と隣接して行った qc の結果から ϕ' を求めた結果を示した。なお、 σ_v' についてはDMTで推定したものである。実施したのは臨海地帯の沖積砂地盤であり、図中にはトリプルチューブサンブ



ラーによる不擾乱試料において実施した三軸CD試験による結果も示した。これによればDMTによる ϕ' の測定値はわずかに小さな値を与えるが両者の対応は良好と言える。

(3) 粘土の非排水せん断強さ

非排水せん断強さ S_u の推定法として(6)式が提案されている¹³⁾。ただし、粘土が対象となるため、 $1_0 \leq 0.6$ という条件がつく。

$$S_u = 0.22 \cdot \sigma_v' \cdot (0.5 \cdot K_u)^{1.25} \quad (6)$$

(6)式を適用し、粘性土からなる埋立地で実施した結果を図-10に示す。なお、この埋立地は埋立て間もない若齢地盤であり、軟弱のゆえに不擾乱試料の採取が満足にできない地盤であった。なお、 σ_v' は同様にDMTより求めたものである。比較のためサンプリングが可能であった試料を用いて実施した三軸CD試験による非排水せん断強度を併記したが、両者の対応は良好といえる。

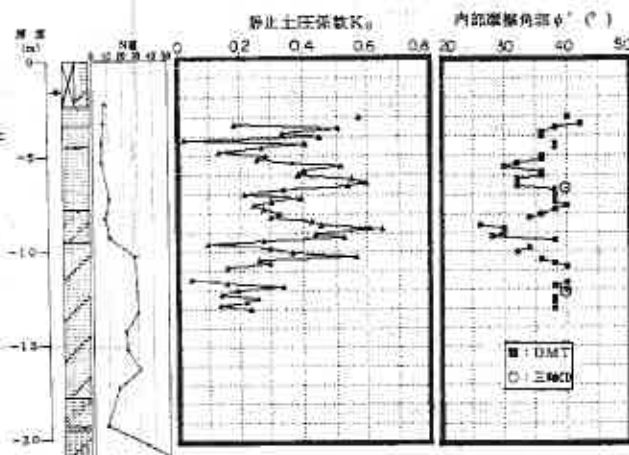


図-9 静止土圧係数と内部摩擦角の深度分布図

5. DMTの短所と長所¹³⁾

(1) 短所

- ① 試験という観点からすれば、基本的な短所はブレード貫入により土を乱すことである。
- ② DMTは、コボル(粗石)、ホルダー(巨石)および岩に対して使用することはできない。また、貫入深度は、ブレードやメンブレンが傷つくような強固な土では制限される。
- ③ ブレード貫入には、あらゆる油圧ジャッキシステム(CPT貫入装置、ボーリング機械など)を用いることができる。また、SPTハンマーもブレードを貫入させるのに用いることができるが、動的な貫入がDMT結果に影響を及ぼすことが知られている。
- ④ 設計の観点から見ると、ダイラトメーター試験はかなり新しい試験技術であり、広く用いられておらず、さらに、適切な設計ルールが言及されている訳ではなく、今後さらに現場検証が必要である。また、土質パラメータを求める方法は、主に理論の代わりに相関に基づいている。それゆえ、新たな地質環境にDMTを用いる場合、ローカルな相関性を確立することが必要となる。

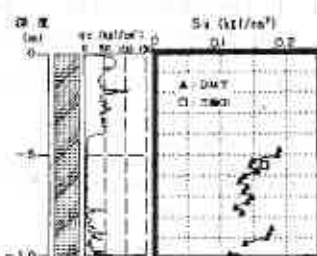


図-10 非排水せん断強さの深度分布

(2) 長所

- ① 試験の観点から見ると、DMTは速くて、経済的で、かつ試験実施が容易であるという長所を有している。また、試験で得られるデータは再現性が高く、他の原位置試験に比べオペレータ依存性が小さい。
- ② パラメータは原位置で測定される。このことは、室内試験を行う場合の遅れや費用を避けることができる。
- ③ DMT装置は、機械的に非常に単純であり(洗練された電子部品はない)、修理が容易であると同時に完全

にポータブルである。

- ④ DMTのデータは、パーソナル・コンピュータで容易に処理することができる。
- ⑤ 装置は比較的高価ではなく、適切なアダプタがあればどのようなボーリング機械やCPT貫入装置も簡単に用いることができる。
- ⑥ 設計の観点から見ると、水平載荷杭の設計や浅基礎の沈下に対し、最も適用性がある。その上、水平載荷杭の場合の土の載荷と類似性がある。また、沈下計算は、DMTが変形係数を与えるため、たやすく行うことができる。

6. おわりに

DMTは、設計パラメーターの簡易な推定や地盤改良効果の判定に今後用いられていくものと予想される。特に、 K_0 値は他に信頼すべき調査法があまりない状態にあるため、簡易な推定法としての位置づけがなされることが期待できる。今後、できるだけ比較データを集積し、説得性のあるバックデータを備える必要があらう。当報文を作成にあたり基礎地盤コンサルタンツ(株)岩崎公俊氏には協力いただいた。末筆ながら謝意を表します。

参考文献

- 1) 岩崎公俊・フィリップ リード・酒井幸雄・山本芳裕：ダイラトメーターによる土質判別，第24回土質工学研究発表会講演集，pp.217～220，1989.
- 2) 丹下良樹・フィリップ リード・岩崎公俊：ダイラトメーター(DMT)の利用と結果の検討，第24回土質工学研究発表会講演集，pp.221～224，1989.
- 3) 土谷 尚・酒井幸雄・岩崎公俊・山本芳裕：新しい貫入試験，ダイラトメーターなどの我が国における適用性，土と基礎，Vol.37，7，pp.53～58，1989.
- 4) 山本芳裕・酒井幸雄・岩崎公俊・岡部豊二：ダイラトメーターによる圧密特性の推定法，第25回土質工学研究発表会講演集，pp.171～172，1990.
- 5) Lutenegeger, A. J. : Current Status of the Marchetti Dilatometer, ISOPT-1, pp.137～155, 1988.
- 6) Marchetti, S. and Crepps, D. : Flant Dilatometer Manual, Schmertmann and Crapps Inc., 1981.
- 7) Campanella, R.G., Robertson, P.K., Gillespie, D.G. and Grieg, J. : Recent De-velopment in In-situ Testing of Soils, 11th ICSMFE, Vol.2, pp.849～854, 1985.
- 8) Schmertmann, J.H. : Intriduction to the Marchetti Dilatometer Test(DMT), Proc.of the Conference on Innovations in Geotechnical Engineering, 1985.
- 9) Marchetti, S. : In Situ Tests by flat Dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.106, GT3, pp.299～321, 1980.
- 10) Marchetti, S. : On the Field Determination of K_0 in Sand, 11th ICSMFE, 1985.
- 11) Baldi, G, Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowsky, M., Marchetti, S. and Pasqu-alin, E. : Flat Dilatometer Tests in Claibration Chambers, In-Situ'86, 1986.
- 12) 基礎地盤コンサルタンツ社内資料：フラット・ダイラトメーター試験

GS サンプラーを用いた廃棄物のサンプリングについて

応用地質 (株) 正会員 金田 雅文
〇正会員 新清 晃

1. まえがき

近年廃棄物埋め立て跡地の利用計画は増える傾向にあり、これに比例して廃棄物の材質の把握も、その必要性が高まって来ている。

廃棄物の材質の把握としては、ボーリングによる廃棄物のサンプリングが極めて重要な要素となるものの、現状では廃棄物の材質が多種多様で不均質であることから、サンプリングそのものが困難となる場合が多い。

今回、以上のようなサンプリングが困難とされる廃棄物埋め立て跡地において、弊社にて開発したGS サンプラーを用いて廃棄物のサンプリングを試みた。その結果、採取率は100%に近く、力学的に不攪乱試料に近い状態で廃棄物を採取することができ、一応の成果をみた。ここではGS サンプラーの特徴を中心に概要を報告する。

2. サンプリングの基本原理解

サンプリング方法は大きく、ウェットサンプリングとドライサンプリングの2種に分類することができる。

ダブルコアチューブあるいはトリプルコアチューブ等によるサンプリングは、水あるいは泥水を循環させて掘進するウェット式であり、均質でかつ、比較的硬質な試料に対しては良好なサンプリングが可能であるが、不均質な試料あるいはルーズな試料では、ビット刃先部から吐出される冷却水の回り込みにより、試料が流失することが多い。

一方、空掘り等のドライサンプリングでは試料を流失することはないが、掘進時における回転により、試料とビットあるいは試料とコアチューブとの間に摩擦熱が生じ、採取試料は焼き付き著しく変質する。

このような状況を背景に、現状ではウェットサンプリングが圧倒的に多い。

しかし、ドライサンプリングによる試料は、サンプリング開始と同時に変質するのではなく、刃先から数mm～数cmの部分は極めて良好な試料状態を保持している。したがって、GS サンプラーは、ドライサンプリングによるこの数mm～数cmの部分の試料を、連続してサンプリングすることを基本原理としている。

3. 基本構造

GS サンプラーの詳細な構造は図-2に示したが、構造上の主な特徴を以下にまとめた。

1) 構造の基本形式は、図-1に示すようにダブルコアチューブ

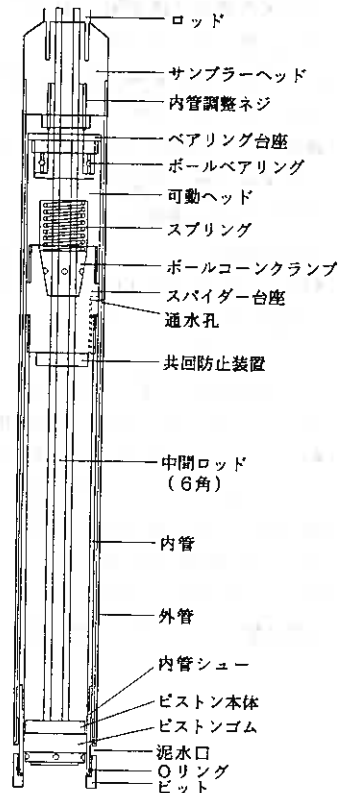


図-1 GS サンプラー基本形式

On the sampling of waste by GS-sampler; Masafumi KANETA, Akira SHINSEI (Sapporo Branch, OYO Corporation)

に固定ピストンを内蔵させたものである。

- 2) 従来のサンプラーは、冷却水がピット先端部の内管と外管の間から出るため、不均質な試料あるいはルーズな試料では冷却水の回り込みによる試料の流失することが多いが、GSサンプラーは図-3に示すように、ピット側面に設けた孔より冷却水が吐出し、これを防いでいる。また、ピット先端部の止水性を高めるため、内管シューの外周にはOリングを取り付けている。
- 3) ピット先端と内管シューまでの間隔は2mmと極めて短く、摩擦熱による試料の変質を極力抑える構造

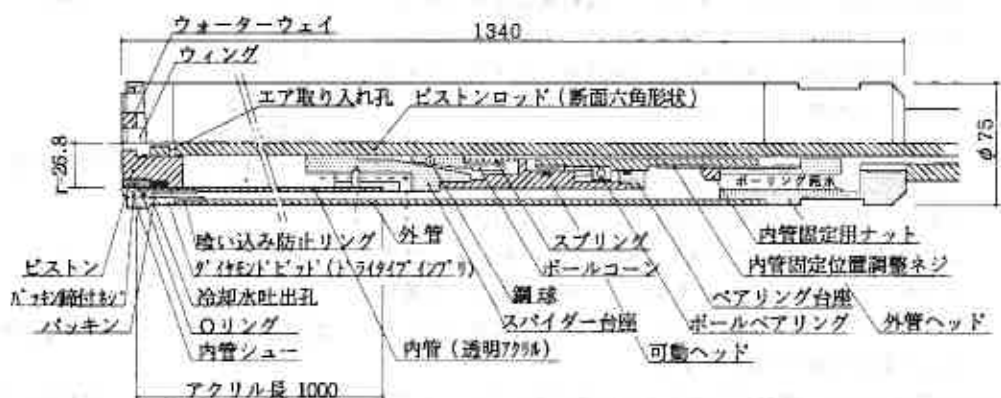


図-2 サンプラー構造図

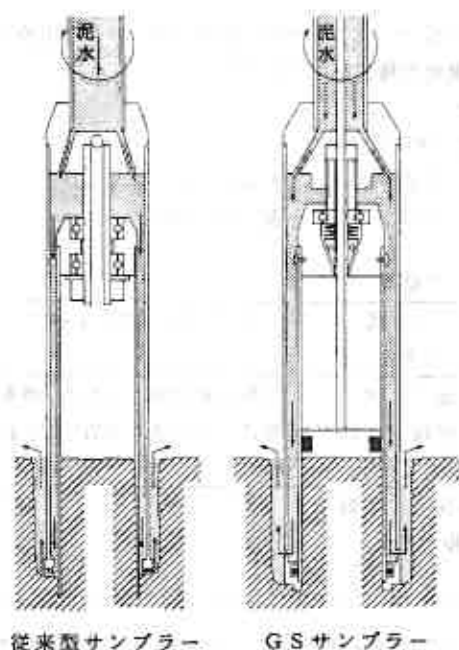


図-3 冷却水の循環経路

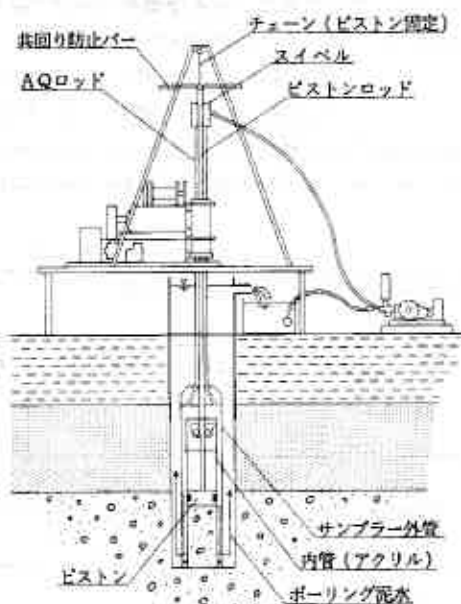


図-4 ピストンロッドの固定状況

としている。

4) ピストンロッドは図-4に示すように地表部でT型ロッドに接続し、これを固定することにより、外管の回転による内管の共回りを防止している。

5) ピストンロッド接続部をネジによる接続とした場合は、ピストンロッドに過大な応力が作用した際に、取り外しが困難となる。これを防止することを目的として、接続部を六角柱の形状をしたオスメスとし、接続後側面を六角穴付きボルトで締め付ける構造としている。また、ピストンロッドの断面形状も六角形とし、これに取り付けるスパイダーヘッド（内管ヘッド）が六角孔となっている。

6) ピストンロッドのサンプラー直上接続部のみ粗い左ネジとしており、地表部からピストンロッドを右回転させることにより、容易に取り外しができる。これにより、サンプリング終了後は速やかにピストンロッドのみを引き上げることができ、作業性の向上を図っている。ただし、作業時の振動により不意に外れないよう、オス側にはスプリングにより常時圧縮力が働いている。

7) 内管は外面より観察ができるように透明アクリルパイプとなっている。これにより、試料押し出し工程等による乱れが加わる前に、原地盤に近い状態で試料を観察できる。

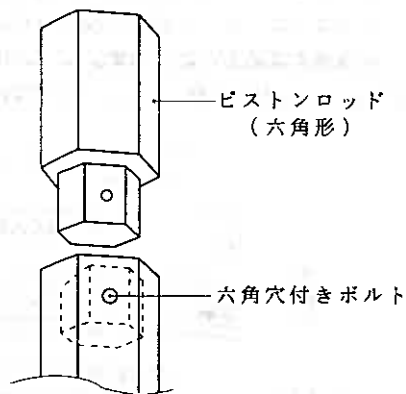


図-5 ピストンロッドの接続形式

4. 使用結果

サンプリングが困難とされる廃棄物埋め立て跡地にて、GSサンプラーを用いてサンプリングを実施した例を示す。サンプリングは2地区で行い、各地区の主な廃棄物の種類を以下に示す。

A地区：ビニールや生ゴミ等の生活廃棄物

B地区：木片、金属片、コンクリート片等の産業廃棄物

上記の地区では比較のためGSサンプラーの他、コアバック式ダブルコアチューブとシングルコアチューブによるサンプリングも実施した。各サンプラーによるサンプリング結果を表-1に示す。

表-1 サンプリング結果

サンプラーの種類	GSサンプラー	コアバック式 ダブルコアチューブ	シングルコアチューブ
A地区	採取率は高く、乱れも少ない。	採取率は低くコアバックのビニールが破れ乱れが大きい。	採取率は高いものの、摩擦熱により大きく変質し、乱れが激しい。
B地区	採取率は高く、乱れも少ない。(木片が厚い場合は試料長が短くなる。)	木片部での採取が困難であり採取率は極めて低い。	同上

表-1に示したように、コアバック式ダブルコアチューブでは採取率が低く、コアバックのビニールが破れ原地盤の状態を示しているとは考えられない結果となった。また、シングルコアチューブでは、採取率は高いものの、摩擦熱により大きく変質し試料の観察ができないほど乱れが激しい結果となった。一方、GS

サンプラーでは、木片が厚い場合は試料長が短くなるものの、採取率は高い。

また、図-6にはGSサンプラーにて採取した試料の模式図を示したが、ビニール、麻袋、生ゴミ等、その視認性は明瞭であった。

このように、本サンプラーは廃棄物埋め立て地盤において乱れの少ない良好な試料が採取でき、その有効性が確認された。



図-6 採取試料の模式図

5. 今後の課題

本サンプラーの現在までの使用結果に基づく問題点を以下に示す。

- 1) サンプラーの孔内挿入時におけるピストンロッドの接続作業は、六角柱のオスメスを接続後、側面より六角穴付きボルトで締め付けるスタイルとなっている。このため作業が細かく冬期には手がかじかみ作業性が低下する。また、ボルトの紛失も頻繁に生じる。
- 2) ドライに近い状態でサンプリングするため、メタルビットでは掘進困難な場合が認められ、ビットライフも短い。
- 3) 採取試料は外面より観察できるようになっているが、試料表面の摩擦によりアクリルパイプ内面が汚れたり、傷付くことにより外面から試料が良く観察できない場合がある。

これらの問題点は次のように改良したいと考えている。

1) については、ピストンロッド接続方法の改良またはピストンロッドを必要としないフリーピストンスタイルの検討を行いたい。特に後者については、これが実現すれば作業性の大幅な向上が可能と考えられるが、この際には外管の回転による内管の共回りの発生が懸念される。この共回りを助長する一つの要因としては、刃先部の止水性を高めるために取り付けられているOリングが挙げられるが、これはサンプラーを三重管とすることにより、止水性は保ちつつOリングは不要となるものと考えられる。

2) についてはビットの種類、形状、冷却水吹出孔の大きさと数等を変え、対象試料に適したビットを開発したい。

3) については、現場でも容易にアクリルパイプから試料を取り出せる方法を検討する必要がある、現在は内管の二つ割り方式を検討中である。

以上のように、本サンプラーは今後も改良を重ね、効率的で、より良好な状態でのサンプリングが可能となるものとして行きたい。また、GSサンプラーは、先に述べた廃棄物のサンプリングの他、従来のコアパック式ダブルコアチューブでは採取困難であった試料、例えば破碎帯や地下水以下のルーズな砂礫、砂、火山灰等にも適用可能と考えられ、今後もこれらの有効性を確認する予定である。

参考文献

- (1) 九州技報第16号：一般廃棄物最終処分場の跡地利用のための調査研究、1994年12月

異なるサンプリング法で採取した不攪乱砂の繰返し変形特性

北海道大学大学院 学生員 ○ 稲原 英彦
北見工業大学 正会員 山下 聡
北海道大学工学部 正会員 土岐 祥介

1. まえがき

地盤や土構造物の繰返し変形定数を求める場合、その試験法としてPS検層やサイスミックコーン等の原位置試験と、繰返し三軸、ねじり試験等の室内試験に大別される。室内試験から現地盤の変形特性を出来るだけ正確に評価するためには、まず品質の良い乱さない試料の採取が必要である。そのため、新潟地震以来、この目的に合ったサンプリング方法の検討が進められ、種々のチューブサンプラー開発された。しかし、チューブサンプリングより得られる試料は、サンプリング時や実験室への搬入までの間に相当の乱れを受けることも指摘されている。そこで最近は、良質の試料を得る方法として原位置凍結サンプリング法が採用されはじめている。しかし、一般的なチューブサンプリングは原位置凍結サンプリングに比べ費用がはるかに安く、作業が簡単であるという大きな利点も持っている。

そこで本研究では、サンプリング方法の違いが繰返し変形定数にどのような影響を及ぼすかを調べるために、埋め立て地盤の同一地点においてチューブサンプリングと原位置凍結サンプリングを行い、それぞれの砂試料を用いて室内繰返し三軸試験を実施し、繰返し動的変形定数の比較検討を行った。過去の研究では、吉見¹⁾らにより液状化強度に及ぼすサンプリング方法の影響について調べられており、密な砂地盤においてチューブサンプラーによって採取された試料は原位置凍結サンプリングによって採取された試料に比べて密度低下が生じるために、室内試験により得られる液状化強度は低下し、逆にゆるい砂地盤ではチューブサンプラーによって採取された試料には密度の増加が生じ、液状化強度が増加することが明らかにされている。このようにサンプリング方法の違いが、液状化強度に及ぼす影響に関しては調べられているが、繰返し変形定数に関しては、ほとんど調べられていない。

また、一般に原位置から採取した試料を用いて、繰返し三軸試験から変形特性を求める場合、原位置の有効土被り圧で等方圧密して試験が行われている。しかし、原位置では異方圧密状態にあり、等方圧密した供試体に対して行った試験結果が、必ずしも原位置の変形定数を与えるとは限らない。そこで本研究では、数種の不攪乱および再構成試料を用いて、等方および異方圧密状態で試験を行い、試験時の応力状態が変形定数に及ぼす影響も調べた。さらに、不攪乱試料の拘束圧依存性を調べるために同一深度の試料を用いて、有効土被り圧の0.5~2.0倍まで拘束圧を変えた試験も行っている。

2. 試料とサンプリング方法

試験に用いた試料は豊浦砂、石狩砂、東扇島砂の三種類である。石狩砂は、石狩湾新港樽川埠頭付近の砂地盤からトリプルチューブサンプラー（サンプル径83mm）によって採取し、原位置で一昼夜脱水した後、凍結させ実験室に搬入した。地下水面はGL-4.9mである。東扇島砂は、川崎市東扇島において原位置凍結サンプリング法と固定ピストンシンウォールサンプラー、トリプルチューブサンプラーにより採取した。採取した試料は、原位置において即座に冷凍庫に保管し、実験室に搬入した。原位置凍結サンプリング法による試

Cyclic deformation characteristics of intact sands sampled by different sampling methods
:Inahara, R. (Hokkaido University), Yamashita, S. (Kitami Institute of Technology) and Toki, S.
(Hokkaido University)

料の径は150mm、チューブサンプラーによる試料は共に76mmである。この地点は、地表面からGL-14mまでは、置換および埋め立てによる砂質土で、地下水面はGL-2mであり、埋め立て後20年程度経過している。

各試料の採取深度、N値、物理的性質等を表-1に、東扇島砂の密度、含水比、間隙比等の深度分布を図-1に示す。

表-1 用いた試料の深度および物理的性質

試料名	採取深度 (m)	sampler	N値	有効上載圧 (kPa)	ρ_s (g/cm ³)	D ₅₀ (mm)	U _s	F _s (%) ≤75 μ m	e _{max}	e _{min}	D _{r0} (%)
豊浦砂	-----	-----	-----	-----	2.64	0.18	1.5	0.0	0.970	0.618	80
石狩砂	14.00~16.00	T-T	10	180.4	2.74	0.12	1.7	10.0	1.416	0.837	87
東扇島砂	3.10~3.25	IFM	3~13	46.1	2.75	---	---	---	0.992	0.596	61
	4.10~4.25	IFM		53.9	2.71	0.11	1.4	4.0	1.124	0.678	40
	5.10~5.25	IFM		62.8	2.70	---	---	---	1.113	0.675	7
	5.50~5.70	IFM		66.7	2.70	---	---	---	1.106	0.675	16
	5.50~5.87	T-T		66.7	2.71	---	---	---	1.140	0.689	46
	6.00~6.15	IFM		70.6	2.71	0.11	1.4	3.8	1.044	0.653	11
	6.40~6.55	IFM		73.6	2.70	---	---	---	1.131	0.677	21
	6.55~6.70	IFM		74.5	2.71	---	---	---	1.121	0.682	30
	6.50~6.70	T-T		74.5	2.73	---	---	---	1.065	0.648	65
	7.10~7.25	IFM		79.4	2.73	---	---	---	1.100	0.680	36
	8.05~8.20	IFM		87.3	2.74	0.10	1.4	3.0	1.021	0.640	13
	7.50~8.20	T-W		87.3	2.69	---	---	---	1.106	0.701	51
	9.15~9.30	IFM		97.1	2.71	---	---	---	1.056	0.644	17
	9.35~9.50	IFM		98.1	2.71	---	---	---	1.092	0.669	16
	9.80~10.00	IFM		103.0	2.69	---	---	---	1.048	0.660	22
10.00~10.50	T-W	103.0	2.71	---	---	---	1.101	0.660	54		
10.70~10.85	IFM	109.8	2.71	0.11	1.4	2.9	1.093	0.667	18		

IFM:凍結サンプリング, T-T:トリプルチューブサンプリング, T-W:シンウォールチューブサンプリング

3. 試験方法

原位置凍結サンプリング法による凍結試料(サンプル径150mm、高さ15mm)は、まずディスクカッターにより1/4(サンプル径50mm、高さ15mm)程度に切断し、それをトリマーにセットからストレートエッジを使用し所定の寸法に整形した。チューブサンプラーによる試料は、凍結試料をチューブから抜き出した後、原位置凍結サンプリング法に使用したのと同様の方法で所定の寸法に整形した。再構成供試体は、炉乾燥試料を電動パイプレーターによりモールド側面から所定の密度に締め固めることによって作製した。供試体寸法は、豊浦砂供試体が直径D=7cm、高さh=17cmで、東扇島砂不攪乱供試体がD=5cm、h=10cm、再構成供試体がD=5cm、h=12cm、石狩砂不攪乱供試体はD=7cm、h=15cmである。

供試体作製後、拘束圧 $\sigma'_v=29.4$ kPaの下で、凍結試料においては融解後CO₂および脱気水を通して飽

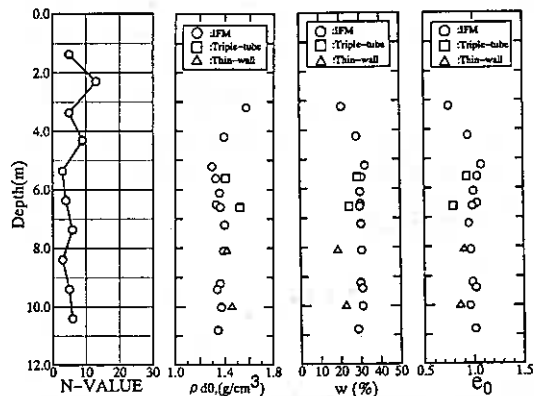


図-1 東扇島砂のN値、密度、含水比、間隙比の深度分布

和させ、その後、試験ケースに応じた所定の圧密条件(B. P.=98.1kPa)の下で等方圧密または、異方圧密を行い試験を行った。行った試験ケースは、表-2に示す。

繰返し載荷試験は振幅一定、周波数0.1Hzの正弦波荷重を11サイクル与えた後、再び圧密し荷重を増加させて変形特性を求めるステージ試験によって行った。なお、非排水状態で繰返し載荷を与える場合は、各ステージ間で排水を行い間隙水圧を消散させた。繰返し載荷中の軸変位は、キャップの変位を非接触変位計で測定している。試験結果は、繰返し載荷10サイクル目で求めた、等価ヤング率 E_{eq} ($=\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$)、等価せん断剛性率 G_{eq} ($=\Delta\tau/\Delta\gamma$)および減衰比 h によって整理した。なお、三軸試験から G_{eq} を求める場合は、ポアソン比 $\nu=0.5$ (非排水条件)と仮定して求めた。

表-2 試験ケース

試料名	供試体	試験方法	圧密時のK	サンプリング方法
豊浦砂	再構成	三軸(非排水)	1.0	-----
			0.5	
			0.5	
石狩砂	不攪乱	三軸(非排水)	1.0	トリプルチューブ
			0.5	
東扇島砂	不攪乱	三軸(非排水)	1.0	凍結サンプリング シンウォールチューブ トリプルチューブ
			0.5	凍結サンプリング
	再構成	三軸(非排水)	1.0	-----

4. サンプリング方法の相違による影響

図-2、図-3は、東扇島において原位置凍結サンプリング法によって採取した供試体と同一深度のトリプルチューブサンプラー、固定ピストンシンウォールサンプラーによって採取した供試体を用いた試験結果を比較した例として2ケース示している。試験はすべて原位置の有効土被り圧で等方圧密し、非排水状態でやっている。両図から明らかのように、原位置凍結サンプリング法に比べて、チューブサンプラーによる供試体から得られるせん断剛性率の方が、 G_{max} では3割程度大きくなっている。これは、図-1に示したよ

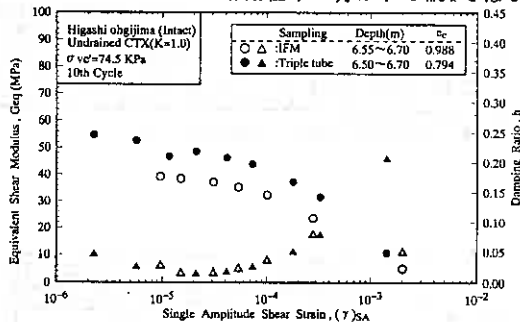


図-2 サンプリング方法の違いによる影響 (トリプルチューブ)

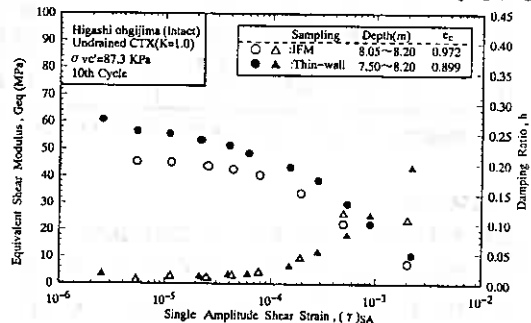


図-3 サンプリング方法の違いによる影響 (シンウォールチューブ)

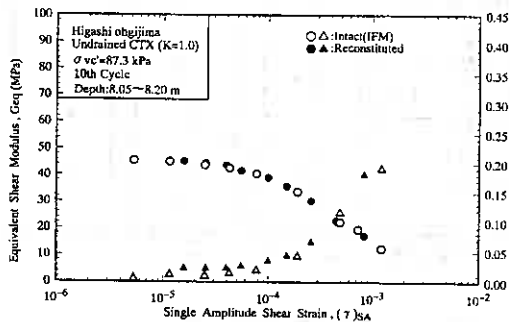


図-4 不攪乱試料と再構成試料の比較 (深度: 8.05~8.20m)

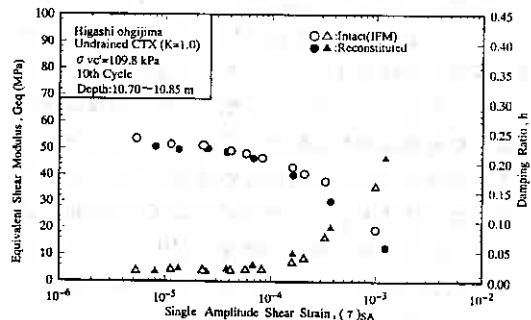


図-5 不攪乱試料と再構成試料の比較 (深度: 10.70~10.85m)

うにN値がほぼ3~6で、相対密度が10~30%と非常にゆるい地盤であるために、先に述べた吉見らの見解と同様にチューブサンプリングの際にチューブ内の試料の密度が高くなったためと思われる。図-1に示した間隙比も小さくなっており、チューブサンプリングによる密度増加の発生が理解される。ただし、図には示していないが、せん断剛性を G_{max} で正規化して比較した場合には、サンプリング方法の違いの影響はほとんど現れていない。

次に攪乱や年代効果の影響を調べるために、原位置凍結サンプリング法によって採取された供試体と、その試料を使用し同密度で作製した再構成供試体を用いて試験を行った。その結果は図-4、図-5に示すように、非常に良く一致している。過去に、片山²⁾らにより同様の試験が行われているが、これはN値50以上の密な地盤に対してのものであり、その試験結果は原位置凍結サンプリング法による供試体によって得られる G_{max} の方が再構成供試体によって得られるものより2倍程度に大きくなっている。以上の結果より、N値がほぼ3~6と非常にゆるく、埋め立て後の経過年数が20年程度の地盤では、攪乱や年代効果の影響は小さいと言える。

また、このサンプリングが行われた地点に近接して、サイスマックコーンを使用した原位置試験²⁾が行われており、図-6に原位置凍結サンプリング法、チューブサンプラーによって採取された供試体を用いた試験から得た G_{max} もあわせて示した。サイスマックコーンにより得られたせん断剛性を境に、原位置凍結サンプリング法による値はやや低く、チューブサンプラーによる値はやや高くなっている様であるが、原位置試験と室内試験による G_{max} は比較的一致している。

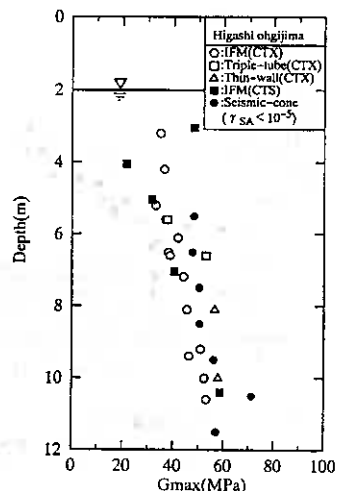


図-6 原位置試験と各種室内試験の比較

5. 変形係数の拘束圧依存性

図-7は、東扇島砂の原位置凍結サンプリング法とチューブサンプラーにより採取された供試体を用いて、原位置の有効土被り圧で等方圧密し、非排水状態で行った試験結果より得られたひずみレベル $\gamma = 10^{-5}$ でのせん断剛性率の値と、同じ原位置凍結サンプリング試料を用いた繰返しねじり試験³⁾での値、さらにサイスマックコーンによる値を拘束圧(土被り圧)に対して両対数上にプロットしたものである。浅い深度の結果を除き、原位置凍結サンプリング法によって採取した供試体における繰返し三軸試験と繰返しねじり試験の値は、傾き0.79の直線付近にほぼ分布している。しかし、チューブサンプラーにより採取した供試体から得られるせん断剛性率の値とサイスマックコーンの値は、直線より上に位置している。

一般にきれいな砂においては、せん断剛性率は $G = A(\gamma) F(e) p^{m(\gamma)}$ の式で表されるとしている⁴⁾。そこで図-7にプロットされている各点を $F(e) = (2.17 - e_c)^2 / (1 + e_c)$ で除し密度補正を行った値と拘束圧との関係を示したが図-8である。ただしサイスマックコーンにおける間隙比は、地下水面以下の地盤の飽和度を100%として、密度と比重の深度分布の平均値から求めた。図-7と同様に、原位置凍結サンプリング法による供試体から得られるせん断剛性率は傾き0.49の直線付近に分布しているが、チューブサンプラーによるものは、凍結サンプリング試料よりも同程度かやや低くなっている。このように、今回用いた凍結サンプリング試料においても、上式の適用が可能である。さらにチューブサンプラーにより採取された供試体から得られるせん断剛性率の方が原位置凍結サンプリング法により得られるものより高くなる原因は、チューブサンプラー内の試料の高密度化であることも分かる。

これまでは、異なる深度の試料を用いて拘束圧の影響を調べたが、次に2つの同一深度の試料に対して、有効土被り圧の0.5、1.0、1.5、2.0倍で等方圧密した試験も行った。その結果を用いて図-8と同様に

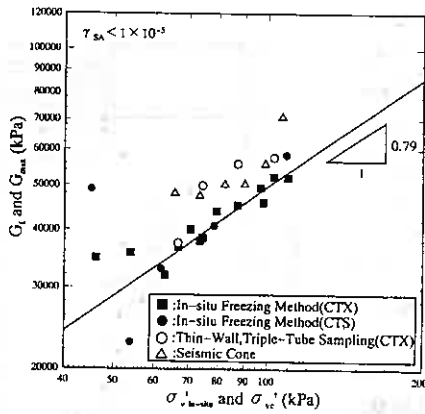


図-7 せん断剛性率 ($\gamma = 1.0 \times 10^{-5}$) と拘束圧の関係 (異なる深度)

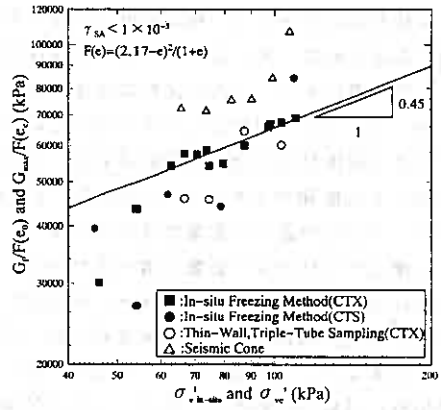


図-8 不攪乱試料に関する $G/F(e)$ の拘束圧依存性 (異なる深度)

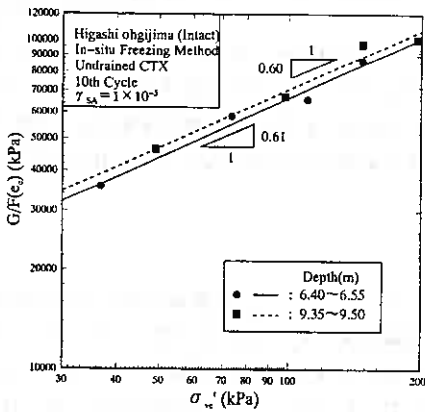


図-9 不攪乱試料に関する $G/F(e)$ の拘束圧依存性 (同一深度)

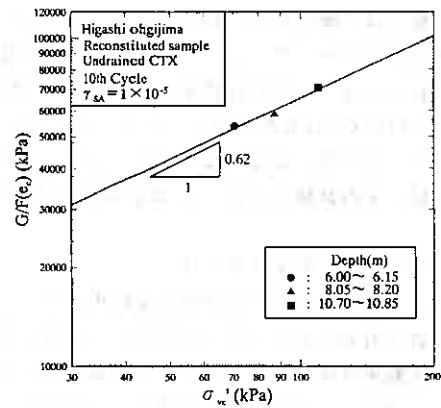


図-10 再構成試料に関する $G/F(e)$ の拘束圧依存性 (異なる深度)

$F(e_e)$ で正規化して示したのが図-9である。同一深度から採取した試料においても上式の関係があてはまるのが分かる。さらに、原位置凍結サンプリング法により採取した3つの深度の試料の再構成供試体における試験結果に図-8と同様の正規化を行ったものが図-10であり、図-8、9と同じ傾向となっている。

これら図-8、9、10における同様の正規化を各ひずみレベルにおいて行い、上式中の拘束圧依存性を示すパラメータ $m(\gamma)$ を異なる深度から採取した試料、

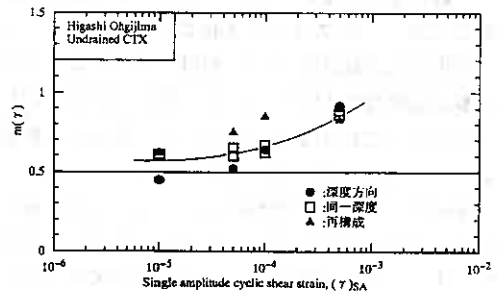


図-11 $m(\gamma) \sim (\gamma)_{SA}$ 関係

同一深度の試料、再構成試料について求めた結果が図-11である。試料によらず $m(\gamma)$ の値はほぼ等しくなっており、在来の研究から示されている値とほぼ同じである。ただし、ひずみレベルが 10^{-4} 付近からやや増加傾向が急激である。

このように、今回サンプリングした地点の埋め立て後の年数があまり経過していない、ゆるい地盤では、サンプリング方法が繰返し変形特性に及ぼす影響は過去の研究に比べて少なく、また年代効果の影響も少ないと言える。さらに、拘束圧依存性もきれいな砂で得られる関係と大きな相違はなかった。

6. 異方圧密の影響

一般に、原位置から採取した不攪乱試料を用いる繰返し三軸試験は、原位置の鉛直有効応力で等方圧密して行われる。在来の研究においても等方状態で圧密した試験結果のものが圧倒的に多い。しかし、先にも述べたように原位置では異方圧密状態にある。そこで本研究では、等方圧密した供試体に対して行う試験が妥当であるかを調べるために、異方圧密状態での試験を行いその影響を調べた。用いた試料は、豊浦砂、原位置凍結サンプリング法により採取した東扇島砂およびトリプルチューブサンプラーにより採取した石狩砂である。また今回は、

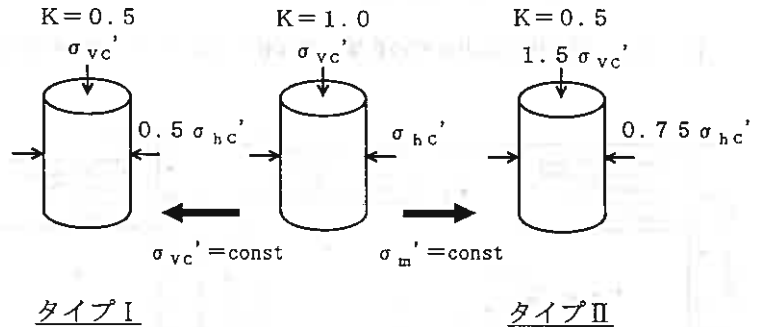


図-12 異方圧密の方法

表-3 圧密時の応力状態

試料名	供試体	試験方法	圧密時のK	σ_{vc}' (kPa)	σ_{hc}' (kPa)	σ_m' (kPa)	試験タイプ
豊浦砂	再構成	三軸(排水)	1.0	98.1	98.1	98.1	-----
			0.5	98.1	49.1	65.4	タイプI
			0.5	147.1	73.5	98.1	タイプII
石狩砂	不攪乱	三軸(非排水)	1.0	180.4	180.4	180.4	-----
			0.5	180.4	90.2	120.3	タイプI
東扇島砂	不攪乱	三軸(非排水)	1.0	79.4	79.4	79.4	-----
				97.1	97.1	97.1	-----
			0.5	79.4	39.7	52.9	タイプI
				97.1	48.6	64.8	タイプI

を等しくし、側方有効応力を鉛直有効応力の1/2にした $K=0.5$ の圧密状態で、タイプIIは、平均有効主応力が等方圧密状態のものと等しい $K=0.5$ の圧密状態のものである。豊浦砂にはタイプI、IIの試験を行い、石狩砂、東扇島砂には、タイプIの試験を行った。なお、具体的な圧密応力を表-3に示す。不攪乱試料に対するタイプIの試験時の応力状態は、ほぼ原位置の応力状態に対応するものである。

図-13は豊浦砂に関する試験結果で、 $\sigma_m' = 98.1$ kPaの等方圧密状態と試験タイプI、タイプIIの結果を比較したものである。このように同じ $K=0.5$ の状態であっても、タイプIの場合、すなわち等方圧密状態と鉛直有効応力が等しい場合は、平均有効主応力が違って、どのひずみレベルにおいても等方圧密状態における等価ヤング率、減衰比 h と一致しているが、タイプIIの場合、すなわち等方圧密応力と平均有効主応力が等しく鉛直有効応力は異なる場合においては、減衰比 h は等方圧密状態によるものとほぼ等しいが、等価ヤング率はどのひずみレベルにおいても一致しておらず、全体的に2割程度高い。図-14は石狩砂、図-15、16は東扇島砂に関する試験結果である。これらは、先に述べたようにタイプIの圧密状態であり、豊浦砂における試験結果と同様に等方圧密状態と異方圧密状態におけるせん断剛性率は一致している。しかし、減

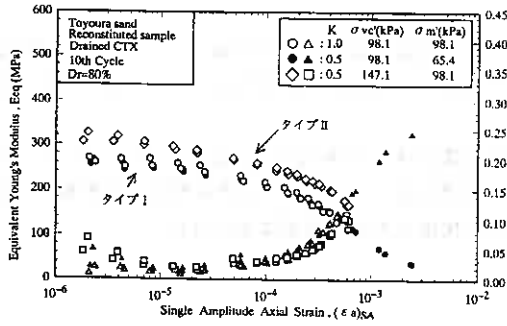


図-1 3 試験時の応力状態の影響 (豊浦砂)

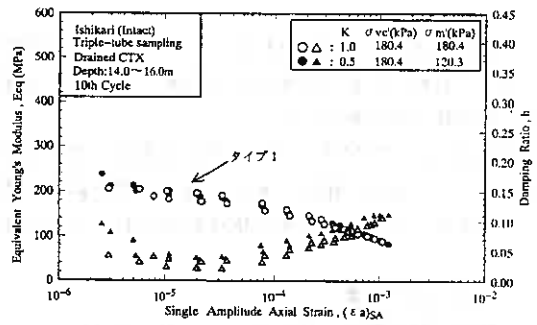


図-1 4 試験時の応力状態の影響 (不攪乱石狩砂)

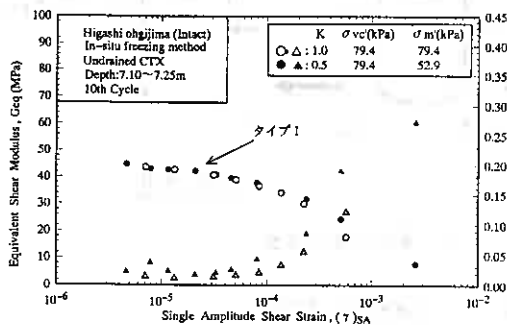


図-1 5 試験時の応力状態の影響 (不攪乱東扇島砂) (深度: 7.10~7.25m)

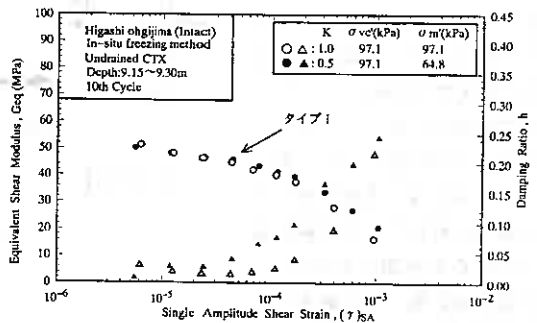


図-1 6 試験時の応力状態の影響 (不攪乱東扇島砂) (深度: 9.15~9.30m)

衰比 h はどのひずみレベルにおいても等方圧密状態よりも異方圧密状態における減衰比 h の方が大きくなっているのが分かる。

過去に社本ら⁵⁾や青木⁶⁾らにより同様の研究が行われており、これらと本研究の結果をまとめたのが図-17である。これより平均有効主応力が等しくても鉛直有効応力が増加すると等価ヤング率およびせん断剛性率は増加するが、平均有効主応力が異なっても鉛直有効応力が等しいと、等価ヤング率およびせん断剛性率は等方圧密から得られるものと等しいことが分かる。

これらより、等価ヤング率、せん断剛性率は繰返し三軸試験においては平均有効主応力よりも、鉛直応力に強く依存するものであると思われる。また、豊浦砂を除き、東扇島砂、石狩砂で減衰比 h が等方状態によるものより異方状態によるものの方が大きいのは、社本らの見解と同様、減衰比 h は平均有効主応力に影響されるものであり、平均有効主応力が低下したためと思われる。したがって、原位置より採取した不攪乱試料を用いて繰返し三軸試験から変形特性を求める場合、せん断剛性率に関しては鉛直応力を原位置の鉛直応力と等しくすれば、圧密条件によらないことと言える。ただし、減衰比 h は同じ鉛直応力でも平均主応力によって変化するので、減衰比 h のひずみ依存性を正確に評価するためには、圧密条件に関して今後さらに検討する必要がある。

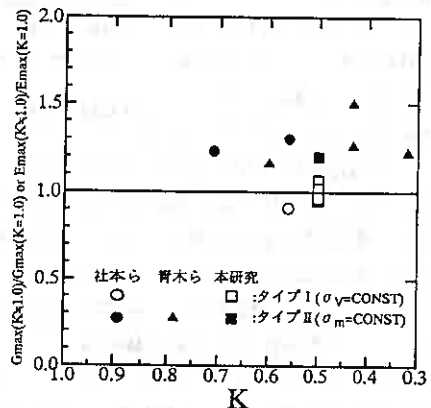


図-1 7 応力状態が G_{max} (E_{max}) 及ぼす影響

7. 結論

- (1) 今回試験に用いた東扇島砂の様な、ゆるい埋め立て地盤からチューブサンプリングにより試料を採取した場合、試料の密度増加が生じ、そのせん断剛性率は原位置凍結サンプリング法により採取した試料によるせん断剛性率よりもやや高くなる。ただし、 $F(e)$ により試験結果を正規化した場合、その差は小さくなる。
- (2) 原位置凍結サンプリング法によって採取した試料のせん断剛性率とその再構成試料によるせん断剛性率が一致したことから、埋め立て後20年程度のゆるい地盤では、せん断剛性率に及ぼす年代効果の影響は小さい。
- (3) 今回、対象とした地盤においては、原位置凍結サンプリング法によって採取した試料とチューブサンプリング法によって採取した試料のせん断剛性率には若干差があったが、そのような室内試験結果と原位置試験結果（サイスマックコーン）によるせん断剛性率の間に有意な差は認められなかった。
- (4) 等方および異方圧密状態において試験を行った結果、不攪乱試料、再構成試料によらずせん断剛性率は鉛直応力に、減衰比 h は平均主応力に強く依存すると考えられる。

参考文献

- 1) Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. and Hosaka, Y. (1994): In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range, *Geotechnique*, Vol. 44, No. 3, pp.479-494.
- 2) 片山幾夫・福井史朗・佐藤正行・牧原依夫・時松孝次（1986）：密な砂の不攪乱試料と攪乱試料の動的変形特性の比較，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.583-584.
- 3) 澁谷啓・三田地利之・山下聡・田中洋行・中島雅之・古川卓・稲原英彦（1995）：サンプリング方法が地盤材料の微小ひずみでの変形特性に及ぼす影響，「サンプリング」に関するシンポジウム発表論文集
- 4) 龍岡文夫（1981）：第3章土の動的変形特性，新体系土木工学18土の力学（Ⅲ）－圧密・せん断・動的解析－，技報堂出版
- 5) 社本康広・楠亀鉄男（1993）：異方拘束圧下での砂の繰返し変形特性，第28回土質工学研究発表会講演集，pp.923-924.
- 6) 青木雅路・畑中宗憲・加倉井正昭・吉田啓喜・畑中公樹・中山伸雄（1994）：不攪乱砂試料を用いた繰返し三軸試験結果と掘削に伴う地盤の浮上り測定結果の比較，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集，pp.193-198.

1. まえがき。

一言に地盤調査法といっても、その中味は多種多様である。地質屋がハンマーとクリノメーターを用いて山や沢を歩き露頭を観察し地質図を描く地表地質踏査を始めとして、地盤に直接孔を掘って地層を調べるボーリングや土や岩の資料を採取するサンプリング、さらにその孔を利用して地盤の物性を調べるさまざまな調査法、さらには地表から物理的シグナルを送ってその応答を観測し地下の構造や物性を解析する各種の物理探査法、貫入試験や載荷試験などの原位置試験、土圧や間隙水圧、変位や歪などさまざまな現場測定、サンプルを室内に持ち帰って行う各種の物理的・力学的・化学的試験、さらにはリモートセンシングも含まれよう。

これらについて総論的に触れることは時間的にも到底出来ることではないので、いくつか焦点を絞り、最近の発展の動向を紹介し併せて今後の展望を述べたい。話題としては、現場での地盤調査の方法に限定しそのうち土質工学的原位置試験 (GEOTECHNICAL METHOD) と物理探査的手法 (GEOPHYSICAL METHOD) の幾つかについて取りあげることとしたい。

2. 最近の発展

(1) GEOTECHNICAL METHOD

- 1) 標準貫入試験の自動化
- 2) 多成分コーン
- 3) 孔内載荷試験 (プレッシャーメータ)

(2) GEOPHYSICAL METHOD

- 1) 浅層反射法
- 2) 比抵抗映像法
- 3) 地中レーダー
- 4) ジオトモグラフィ
- 5) PS 検層

3. 今後の展望

Current Advancement and Future View of Site
Investigation; Tsuneo IMAI, OYO Corporation

土質試験方法に関する最近の話題

北海道大学工学部 三田 地利 之

1. はじめに

自然地盤を対象とする場合でも、盛土の場合のように土を材料として扱う場合においても、対象とする土の物理的・力学的性質について十分な把握が必要であることは周知のとおりである。したがって地盤工学の守備範囲の中でも地盤の調査・試験に関する技術の発展は地盤工学の基礎をなす土質力学の理論や解析技術の分野の発展とともに欠かすことのできない重要な位置を占めている。

近年、計測・制御に用いられるセンサー類や計測機器の精度の著しい向上によって、地盤工学に新しい試験・計測技術が応用されるようになって来た¹⁾が、ここでは地盤工学のなかで土質試験に関する技術がどのような役割を担っているか、試験方法の基準化の動向も含めて、以下の点について私見を述べてみたい。

- 1) 建設工学の実務における役割
- 2) 地盤の変形挙動解析における位置づけ
- 3) 土質試験方法の省力化・迅速化の動き
- 4) 土質工学会における土質試験の基準化の取組み

2. 設計基準・指針類における土質試験の位置づけ

人類の生活基盤を支え、快適な環境の創造と保全を目的とする建設工学の分野で、地盤工学に関する技術は大きな役割を担うべきものであると考えるのが自然であるが、果たして現状で満足し得るであろうか？

ここでは、例として地盤の強度定数が建設工学上の設計基準・指針類の中でどのように扱われているか考えてみる。

以下は、某機関の構造物基礎の設計基準から抜粋した一例である。

- | |
|--|
| <p>(1) 事前調査において砂質土と判断された地層については、その層から採取された試料によって以下の試験を行わなければならない。</p> <p>1)土の粒度試験 2)土粒子の密度試験 3)土の含水比試験</p> <p>(2) 事前調査において粘性土と判断された地層については、その層から採取された試料によって以下の試験を行わなければならない。</p> <p>1)土の湿潤密度試験 2)土の一軸圧縮試験 3)土の含水比試験 4)土粒子の密度試験
5)土の液性限界・塑性限界試験 6)土の粒度試験</p> <p>(3) 大規模かつ重要な構造物などで詳細な検討を要する場合には、正確な強度定数の把握のために乱さない試料による三軸圧縮試験を実施するのがよい。</p> <p>(4) ゆるい砂質土からなり、地震時に液状化する可能性が大きく、構造物に重大な被害が予測される地盤の場合には、液状化判定のための土の繰返し非排水三軸試験を行うのがよい。</p> |
|--|

この基準（案）によれば、通常の設計では以下の方法で設計用強度定数を設定することになる。

砂質土の場合：N 値から ϕ を推定。

粘性土の場合：一軸圧縮試験から C_u を推定

(3)、(4) 項は上記基準（約10年前に制定）の改訂（案）に新しく盛り込まれた内容であって、今後の構造物基礎の設計に使われるものである。したがって、これまではよほど重要な構造物の場合を除いて、三軸圧縮試験結果による強度定数が用いられることはなく、

砂質土： ϕ 粘性土： C_u

という単純化が行われてきたとあってよい。したがって、“何は無くともN値と q_u ”ということになる。

一方、土質工学の教科書には、『対象土質と現場の排水条件にあわせて強度定数を選択』するように書かれており、『現場の条件がUU（非圧密非排水）、CU（圧密非排水）、CD（圧密排水）の三つの条件のいずれに近いかを判断して、それに合わせた試験の結果を使うべき』であるとされている。このことと上記の基準の内容とを対比してみると、教育内容と実務の間に大きなギャップのあることが分かるが、三軸試験の基準化がつい5年前に行われたばかりであることを考えればやむを得ないことかも知れず、十分ではないにしても新しい設計基準の中に盛り込まれようとしていることをもって満足すべきものであろう。

ひるがえって、地震などの災害後に行われる土質調査・試験について考えてみよう。災害の原因究明と復旧対策のための調査・試験がきわめて“手際よく”行われる。しかし、そのデータが将来の災害防止のために類似の条件の現場に生かされるためのシステムが存在するかどうかについては疑問である。

以上述べてきたことをまとめると、

- 1) 学会基準の存在は建設関係の実務における設計基準に少なからざる影響を与えている。
- 2) しかし、通常の土質・調査試験の内容は、プロジェクトの立地条件の良否についての判断材料を与えるほど十分なものではない。
- 3) 土質調査・試験に携わる技術者の地位が計画・構造分野等の技術者よりも低くみられるのは、プロジェクトの計画段階から十分な調査・試験の結果に基づいた技術提案の機会が与えられず、常に受け身の立場におかれていることによる。
- 4) 最新の試験技術に支えられた土質試験データの集積こそが既存概念を変え、現状を打破する最も有力な武器と考えられるので、新しい試験・計測技術を導入して試験手順の簡素化・省力化をはかり、試験基準を確立して構造物基礎の設計基準・指針類に採用されるような働きかけが必要である。

3. 地盤の変形挙動解析における土質試験の位置づけ

最近のコンピュータの急速な進歩・普及とともに、ひと昔前までは現場技術者が立ち入れる世界ではないと思われていた地盤変形挙動の有限要素解析が比較的容易に出来るようになってきた。すなわち、地盤の弾塑性モデルに基づき、しかも地盤内の水の流れと連成させて解くような複雑な問題でも、パーソナルコンピュータ上で行うことが可能となり、地盤条件と土質定数さえ与えられれば、現場で

手軽に計算可能な状況がまもなく到来することは間違いない。

解析技術のこのような進歩に適応した形で土質定数の提供がなされる状況にあるだろうか？ 答えは残念ながらNoである。そもそも、土質工学においては伝統的に地盤の変形と安定の問題を別個に扱ってきた。そして、地盤の変形問題の多くを一次元圧密の問題に置き換えてきた。しかし、地盤の破壊条件を支配する土の強度は、せん断力が加わって変形が進む過程で発揮し得る最大せん断抵抗のことであるから、土の変形過程の最終状態ということになる。一次元圧密は、言わば側方の変形が拘束された状態での排水せん断過程での土の変形挙動の問題である。実際の現場の問題では、一次元圧密の条件が満足されるケースはむしろまれであり、側方の変形が大なり小なり生じることになる。したがって、本来圧密とせん断の問題を分離して考えるのは便法に過ぎず、両者は一体の問題である。

1960年代からスタートしたRoscoeら³⁾の研究を契機にして土の構成式に関する研究が盛んになり、ようやく変形と破壊の問題を一連のものとして扱うようになってきたが、土の構成モデルに関する研究の発展とコンピュータを駆使した解析技術の発展に見合う形で、計算に必要な土質定数が用意される状況にないし、土質調査・試験基準の整備が追いついていないというのが現状である。

具体例を挙げてみよう。図-1に示すような地盤上に盛土がなされた場合の地盤の変形挙動を予測する問題である。まず、境界条件として地層構成と地下水位に関する情報が必要である。この例のように飽和密度と水中密度の差がきわめて大きい泥炭地盤を対象とする際には、地下水位の正確な把握が特に重要である³⁾。

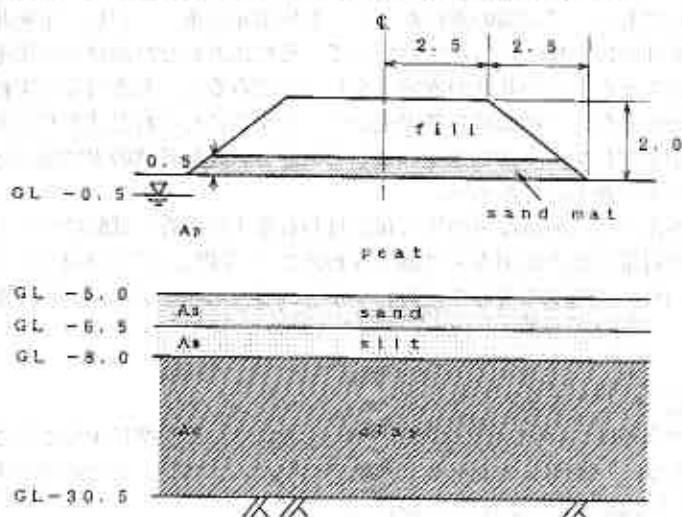


図-1 解析対象地盤

計算上必要な土質定数は以下のようである(表-1)。

表-1 解析用土質パラメータ

Input Parameters	Parameters Determined (* Estimated)					
	Peat (Ap)	Silt (As)	Clay (Ac)	Sand (As)	Fill	
ρ_{sat} (tf/m ³)	1.06	1.70	1.55	1.61	1.57	
E (tf/m ²)	—	—	—	300	1500	
ν	0.30*	0.40*	0.40*	0.3	0.3	
e_0	14.62	1.41	2.115	—	—	
λ	3.10	0.21	0.44	—	—	
κ	0.31	0.04	0.07	—	—	
M	1.976*	1.348*	1.391*	—	—	
Po' (tf/m ²)	0.66*	3.06*	11.00*	—	—	
Γ	11.33*	2.44*	3.75*	—	—	
k	k _y (m/day)	1.34 × 10 ⁻¹¹ *	6.61 × 10 ⁻¹¹ *	4.23 × 10 ⁻¹¹ *	8.64 × 10 ⁻¹¹ *	8.64 × 10 ⁻¹¹ **
	k _x (m/day)	1.34 × 10 ⁻¹¹ *	6.61 × 10 ⁻¹¹ **	2.12 × 10 ⁻¹¹ **	8.64 × 10 ⁻¹¹ **	8.64 × 10 ⁻¹¹ **

1) 弾性係数E

土の弾性係数を評価することは困難とされてきたが、微小ひずみレベルでの測定技術の進歩により¹⁾、適切な評価が可能になりつつある。

2)ポアソン比 ν

現状ではポアソン比を求める方法が確立されていないことから、0.3~0.4を仮定することが多い。静止土圧係数 K_0 値が求められていれば、弾性論から $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ によって算出する。

3)圧縮・膨張指数 λ, κ

圧密試験結果の圧縮指数 C_c と膨張指数 C_s から ($\lambda = C_c / 2.3$, $\kappa = C_s / 2.3$) によって求められる。

4)限界状態の応力比 M および静止土圧係数 K_0

限界状態の応力比 M は $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$ の関係により、圧密非排水三軸圧縮試験結果のせん断抵抗角 ϕ' から計算できる。 K_0 値のデータが得られない場合には、Jakyの経験式 $K_0 = 1 - \sin \phi'$ によって計算される。

5)透水係数 k

透水係数は圧密試験結果から、土被り圧に相当する値を選定する。

6)初期間隙比 e_0 と有効平均主応力 p'_0

p'_0 は対象地盤の初期間隙比 e_0 に対応する有効平均主応力で、鉛直有効土被り圧 σ'_{v0} と K_0 値から算出される。

この例に示すように、計算に必要なパラメータを直接土質試験によって求めようと思えば、一部を除いて試験方法に関する基準が存在し、それに従って求めることは可能だが、構造物の設計に関わる現行の設計基準にはその規定がないために、パラメータを得るための試験方法の内容が発注者側の意識の中のない限り、適切な試験データが得られない状況にある。

このような場合でも、何とか計算しようと思えば出来ないことはない⁴⁾。文献4における筆者の意図は、土質定数さえ揃えば現場でしかもパーソナルコンピュータレベルで変形解析が可能な状況にあることを訴えることにあるが、一方でこのような便法を用意することは、本来必要な土質試験を行わなくとも所要のパラメータが得られるとの誤解につながり、これが一人歩きしてしまう恐れがある。すなわち、“何は無くとも N 値と Q_u ”と同じ状況になりかねない。これを避けるためには、土質力学の基礎理論と解析技術および土質調査・試験技術の発展の現状を正しく認識した上での構造物基礎の設計基準の見直しが急務であると考えられる。

4. 土質試験方法の省力化・迅速化の動向

ハイテク技術が日進月歩のこの時代にありながら、土質試験の分野への導入が遅々として進まないと感じているのは、筆者のみではあるまい。その原因はどこにあるのであろうか。

- 1) 土は実際にこねてみないとその性質が肌で理解できないとする意識が邪魔をしていないか？
- 2) JISの試験規格は簡単には変えられないとの考えが残っていないか？

1)については、確かに実際に土に触れることは大事であるが、ひと昔前と違って調査・試験から設計・施工の段階まで一人の技術者が関係することはほとんどなく、分業化の進んだ現在ではむしろ

地盤情報が正確に各段階の技術者に伝達されることが重要である。

2)については、例えば現在も依然として1950年制定のJ I Sに従っている液性・塑性限界試験の方法に代わるものとして、フォールコーン試験による液性・塑性両限界の測定法が提案されたのは今から20年も前のこと⁵⁾であるが、当時はJ I S規格の改正がなかなか容易でなかったらしく、「土質試験法」には紹介されながら、ついに今日まで規格に昇格することなく経過している。一方、北欧では早くからこの方法が用いられており、10年以上前にSGIを訪問した際には、女性職員が手早く試料を準備しボタンを押すとコーンが試料に貫入して、その貫入量がデジタルで表示されるという状況を筆者は見ている。

はじめて土質工学を学ぶ学生にとっての塑性限界試験は土質工学に対するイメージダウン以外の何ものでもないらしい。「何も道具がなくてもできるのがこの試験の最も大きなメリットである」などと力説してもイメージ先行の時代に育った大半の若者にはおおよそ分かってもらえないのである。教育に携わるもののこのような声と、「土のコンシステンシーに関する研究委員会」委員をはじめとする研究者の地味ながら継続的な研究のおかげで、ようやくこの試験法の基準化委員会（後述）が土質工学会の中に設けられ、活動を開始している。

このほか、含水比試験についても従来の方法では、湿潤質量測定後の試料を乾燥器に入れ、翌日になって乾燥質量を測ることによってはじめて含水比が計算できることになるが、フィルダムの施工現場などでは、その場ですぐに含水比を知り、締め固め時の含水比の調整を行わなければならない関係から、早くから電子レンジによる含水比試験が施工管理に実用されている。これについても、土質工学会では現行J I Sの簡便法の位置づけで学会基準を決めている（1994）。

このように、徐々にではあるが、試験時間の短縮・試験手順の簡素化がはかられてきているが、粒度試験なども早急に手順の簡素化・測定の自動化がはかられるべきである。

力学的性質の試験は、物理的性質の試験に比べて規格化・基準化が遅れた関係もあって、最近基準化された（静的）三軸試験関係基準や繰り返し非排水三軸試験においては、ほとんどの場合、自動計測が前提になっている。一方、同じ力学試験の中でも一軸圧縮試験はかなり早くからJ I S規格が出来ている関係上、その後の改正においても現行の規格内容をひきずっている感がある。また、圧密試験は土質試験の中でも最も時間を要するものであり、一連の試験に10日間を要するというのはなんとも耐え難いことであったが、定ひずみ速度圧密試験がようやく基準化（1993）されたことは喜ばしいかぎりである。

5. 土質試験方法の基準化の動向

(1) 土質試験基準制定作業の現状

土質試験の方法に関する約束事を定めたものとして、日本工業規格（J I S）と土質工学会基準（J S F）とがある。前者は土質工学会が原案作成したものを通産省工業技術院が制定するものである。一方、後者は土質工学会が学会の基準として独自に制定するもので、規格よりも内容的に自由度があり、技術者の裁量に任される事項を含み得るものと位置づけられている。

土質工学会内にこれらの規格・基準に関わる業務を司る部として基準部があり、その下部組織として土質試験基準検討委員会、土質調査基準検討委員会、J I S検討委員会（いずれも常設）等があり、以下のような任務を負っている。

土質試験基準検討委員会および土質調査基準検討委員会

- ・ 基準の制定、改正、廃止、管理に伴う事項
- ・ J I S規格の制定、改正、廃止に伴う内容検討

- ・基準・規格に関する刊行物の維持管理

J I S 検討委員会

- ・ J I S 規格の原案作成，規格の確認，廃止および維持に伴う事項

土質試験基準検討委員会の下部には，特定の試験方法について学会基準（J S F）を作成することを目的とした「基準化委員会」と，基準化が可能か否かについて検討する「検討委員会」および既存の基準の改正案を検討する「改正委員会」があって，平成6年度は下記の4つの基準化委員会，2つの検討委員会，1つの改正委員会が活動している。

- ・電子レンジを用いた土の含水比試験方法基準化委員会（H5～6）
- ・土のK₀圧密三軸試験方法基準化委員会（H5～7）
- ・フォールコーン試験方法基準化委員会（H6～7）
- ・ジオシメンセティック試験方法基準化委員会（H6～7）
- ・土の一面せん断試験方法検討委員会（H4～6）
- ・岩の試験方法検討委員会（H5～6）
- ・土の工学的分類方法改正委員会（H6～7）

上記の委員会活動の成果として，平成5年度から6年度にかけて以下の基準が新規制定されている。

- ・電子レンジを用いた土の含水比試験方法（J S F T 122）
- ・土の定ひずみ速度圧密試験方法（J S F T 412）
- ・ジオテキスタイルの見掛けの開孔径試験方法（J S F T 911）
- ・ジオテキスタイルの垂直方向透水性能試験方法（J S F T 931）
- ・ジオテキスタイルの面内透水性能試験方法（J S F T 932）
- ・土とジオテキスタイルの摩擦特性試験方法（J S F T 941）
- ・地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法（J S F T 542）
- ・土の変形特性を求めるための繰返し中空ねじり試験方法（J S F T 543）

含水比試験方法に関して，簡便法として電子レンジを用いる方法が確立されたことは，時間の制約のある場合等に選択の幅ができたという意味で歓迎すべきことであり，定ひずみ速度圧密試験方法の基準化は試験業務の簡素化にはずみをつけることになる。

ジオテキスタイル関係の基準が続々と確立され，平成7年度以降も基準化委員会の活動が継続される予定になっているのは，最近のこの分野の急速な発展を象徴している。また，繰返し三軸試験および繰返し中空ねじり試験による変形特性を求めるための試験基準は，液状化強度特性を求めるための「土の繰返し非排水三軸試験基準（1990）」と対をなすものであり，耐震設計のために必要な諸定数を提供するための試験法としてきわめて重要である。

「土の一面せん断試験方法検討委員会」は3年間の検討の結果，基準化の必要性とその可能性についての結論を得，これを受けて土質工学会は平成7年度より2年間の予定で基準化委員会を発足させることにした。簡便さの故に古くから広く用いられてきた関係上，すでに一面せん断試験基準が存在するかのような錯覚をもたれている方が少なからずいるようで，例えば中央官庁の某研究所の研究報告の中にもそのような記述が見られるが，実際には規格も基準も存在せず，これから基準化の作業に入ろうとしているのである。この辺の事情については，本年2月に予定されている「直接型せん断試

験の方法と適用に関するシンポジウム」において上記検討委員会の詳細な報告がなされるであろうが、要するに一面せん断試験は簡便な試験ではあるが、種々の問題点を含んでおり、基準化されないままに経過したのは、それらの問題点が試験結果に現れないような試験機の構造、試験方法をとらなければ、信頼度の高いデータが得られないからである。検討委員会では、3年間の活動の中でこれらの問題点を明らかにし、解決の見通しを得て基準化の作業に入ることにしたものである。

「土の K_0 圧密三軸試験方法基準化委員会」では平成5年からの2年間の活動の中で K_0 圧密非排水三軸圧縮試験の基準(案)を作成し、平成6年末に基準部に上申しており、平成7年春には学会誌に公示される運びである。同委員会は引き続き K_0 圧密非排水三軸伸張試験の基準(案)作成にかかることになっている。3. で述べたように地盤の変形挙動解析の際の初期応力状態を特定するのに、静止土圧係数 K_0 値を知ることの重要性が再認識されつつある。一方、原地盤における土要素の強度・変形特性を正確に知るためには、原位置の応力・ひずみ状態に近似した条件の下での室内試験が必要である。1990年に一連の三軸試験方法が基準化されたが、基準化にあたっては、比較的最近に三軸試験が一般に普及するようになったわが国の状況に鑑み、試験実施の容易さから圧密時の応力条件を「等方」とし、試験結果の現場への適用の際に原位置の応力条件(異方)との違いを考慮するように割り切ることにしたものである。当時から現在までのコンピュータの急速な発展と低廉化により、一気に試験の自動化の可能性が高まり、 K_0 値の重要性の再認識ともあいまって、 K_0 圧密三軸圧縮・伸張試験方法の基準化に取り組むことになったものである。

(2) 基準検討作業の今後

前述のように、土質試験の中でも物理試験関係は早くから規格が存在することもあって、土粒子の密度試験・粒度試験のように長時間を要するものがありながら、試験の迅速化・省力化が遅れている。粉体工学など他分野ではすでに各種の装置が考案され試験の自動化がはかられている。土質工学会では、平成7年度から「物理試験の自動化に関する検討委員会」を設けて、各種自動化装置の適用性の検討を行い、現行基準の改正もしくは新規制定の必要性を検討することになっている。

一方、各種力学試験は原位置から採取された試料から供試体を作成し試験に供する関係上、試料の品質が試験結果に影響を及ぼす⁶⁾。そこで、力学試験に用いられる試料の運搬、保存、試料の抜き出し、成形など一連の取り扱い方法に関する基準を設け、さらに試料の初期状態や乱れの評価の方法について検討すべく、「力学試験用試料の取り扱い方法検討委員会」を平成7年度に発足させる予定である。

近年都市部においても大深度掘削などで軟岩や硬質土を対象とする事例が増加し、土質工学会がこれまで主として対象としてきた未固結土から岩の領域へと対象が広がってきた。このような背景の下、岩を対象とした調査・試験方法の基準化の要請が強いことから、平成5年に「岩の試験方法検討委員会」を発足させて、以下の項目について検討してきた。

- 1) 岩の調査・試験方法に関する既往の内外の基準・指針類の調査
- 2) 岩の調査・試験方法基準化に関する基本方針の検討

この結果、基準化を検討すべき調査・試験項目の候補が数多く挙げられたことから、新たに「岩の調査・試験基準検討委員会(常設)」が設けられることになった。この委員会は前述の「土質試験基準検討委員会」および「土質調査基準検討委員会」に対応するものであり、平成7年度には下記の2つの基準化委員会と1つの検討委員会が発足することになっている。

- ・岩石の超音波速度測定試験方法基準化委員会（H7～8）
- ・岩の吸水膨張試験方法基準化委員会（H7～8）
- ・岩の一軸および三軸試験方法検討委員会（H7～9）

6. おわりに

建設工学の実務における土質試験の位置づけについて考えるとともに、土質試験方法の基準化の動向について述べてきた。土質工学会における基準化作業の現状は物理試験・力学試験にややかたより、化学的性質の試験に関する基準が少ない。地盤環境の保全の面からも、この分野の試験技術の開発、試験方法の基準化に力を注ぐ必要がある。

新しい試験技術の開発、それに基づく試験基準の新規制定、既存の規格・基準の見直し作業等は今後とも精力的に続けられるであろうが、整備された規格・基準による土質試験の機会が増え、試験の結果が有効に使われるためには、受け身の立場におかれている現状を打破し、地盤工学に関わる技術者が主動的立場に立てる状況を創り出す努力が必要である。そうでなければ地盤技術者の地位向上はおぼつかないし、ひいては土質調査・試験に携わる後継者の育成もかなわず、もっとも重要なデータであるはずの地盤情報の品質の低下は避けられない。このためには、各種設計基準・指針類における土質試験の位置づけを現状より数段向上させるように、あらゆる分野で機会ある毎に働きかける必要があろう。環境に対する意識の高まっている状況下でもあり、また構造物の設計体系が限界状態設計法に移行しつつあるこの時期が好機である。

〈文 献〉

- 1) 土質工学会「新しい調査・計測技術の土質工学への対応に関する研究委員会」；新しい調査・計測技術に関するシンポジウム発表論文集，1990.
- 2) Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Thurairajah, A. :Yielding of Clays in States Wetter than Critical, Geotechnique, Vol. 13, No. 3, pp. 211-240, 1963.
- 3) 福田文彦・三田地利之・下倉宏・大沼敏：パソコンを用いた高有機質土地盤の弾塑性有限要素解析，高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集，pp. 207-214, 1993.
- 4) 三田地利之：講座「高有機質土地盤の問題点を探る」－6. 変形問題へのアプローチ，土と基礎，Vol. 42, No. 9, pp. 81-88, 1994.
- 5) 佐野侘房・鈴木輝之・北郷繁：フォールコーン法による液性・塑性両限界の測定，土と基礎，Vol. 23, No. 11, pp. 39-46, 1975.
- 6) 三田地利之・工藤豊：一軸圧縮試験結果に基づく原位置強度の推定法，土と基礎，Vol. 42, No. 4, pp. 15-20, 1994.

フォールコーン試験における容器内径寸法が 貫入量に与える影響

函館高専 土木工学科 ○ 佐野信房
函館高専 土木工学科 岩渕祐一

1 まえがき

フォールコーン法は、試料表面からコーンを自由落下させてその時の貫入量を測定することにより、土の物理的性質や工学的性質を推定できる簡単な試験法である。近年土質試験法の見直しが行われ、力学試験法のみならず物理試験法についても検討がなされている。土質工学会ではコンシステンシー限界とコンシステンシー限界測定法、コンシステンシー限界の利用に関する研究委員会が組織され、各種事項について検討がなされ、近々にシンポジウムが開催される。コンシステンシー限界測定法としてフォールコーン法の基準化検討委員会が1994年度に発足し、準備をすすめている。

フォールコーン法に関する検討課題はこれまでに随分と研究され、その成果が公表されている。しかしながら基準化を考える現在、さらに今一度細部について検討し、信頼され利用し易い試験法としなくてはならない。この観点より、近年再びフォールコーン法に関する研究が活発に行われるようになってきているのである。

本研究は、フォールコーン試験に用いる試料容器の内径寸法としてどれ位が適当であるかを検討するものである。コーンが自由落下貫入する時、土は破壊し塑性破壊域が発生する。内径が狭い時には壁が貫入を阻止し、小さな貫入量を与えることになり不正確である。一方、大きすぎる容器は、多量の試料を必要とし、土の練り混ぜ、つめ方に不均一を生じ、かえって不正確となる。両者の兼ね合いが大切である。

2 既往の研究

フォールコーン法の試料容器（円筒あるいは円錐台）寸法に関わるこれまでの研究について概観する。

筋内・五味¹⁾はフォールコーン法による液性限界の求め方の検討に際して、容器の内径と深さについて予備試験を行なった。その結果より60°コーンの場合内径52mm、深さ29mmを採用した。提示の図によると、含水比を5段階、貫入量は7から16mmの範囲であるので、 $2.91p < D_f < 3.82p$ 、 $1.74p < H_f < 1.79p$ と読みとれる。ここに D_f ：塑性域の水平距離、 H_f ：塑性域の鉛直距離、 p ：貫入量である。

東山・須藤²⁾は液性限界値の物理的意味を説明する方法の一つとしてフォールコーン法を取り上げ、使用する容器の内径と深さについて測定結果の一部を示した。60°コーンの場合貫入量の3倍を必要とすると述べているが、提示のデーターによると、3.5～4.0倍ではなからうか。

北郷らのグループはフォールコーン法によるコンシステンシー限界の決定を目標に、それに関わる項目についての研究を順次企画・実行している。それらの中で、容器寸法に関して、貫入量、 $w \sim \log p$ 直線の傾き、基準貫入量の比較から90° 100gコーンの場合には、内径60mm、深さ30mmを用い、貫入量は12mm以内にとどめる方式を提案している3)。

佐野・北郷4)は、プラントルの円形フーチング下の塑性域をコーン貫入にあてはめてみる(図-1)と、貫入量 p の6倍までの広がりとなり、実験の傾向と一致すると述べている。この場合内径60mmの容器は貫入量10mmまで、12mmまでの貫入量を許容するのであれば内径を72mmにする必要がある。しかし、計測の大多数を10mm以下で行ない、10mmを越える計測は確認用であり、適合直線を10mm以下のプロットを重視して求めるならば小さい容量の容器が望ましいので60mmで良いこととなる。

容器深さについて90° 100gコーンで、北郷・益田5)は30mm、佐野・清水6)は貫入量の3倍程度の塑性域であり、30mmで差しかかえないとしている。しかし実験による確認は必ずしも明確ではない。

他の先端角度のコーン場合を含めて、容器寸法の影響について佐野らが文献7)にまとめている。それによると60°コーンの場合には内径は貫入量の4倍、深さは3倍である。検討に際して0.5mm以内の測定誤差を許容している。

甲本は、Houlsbyによるコーン貫入機構に動的な強さを導入して自由落下コーンの釣合いを検討している8)。粗な表面を有する60°コーンの場合、図-2のように半径方向へは貫入量の2.99倍、鉛直方向へは1.08倍の広がりであり、静的時の2~3倍の広がりとなり、内径は10cmが適当としている。深さについて5cmあれば十分としているものの必要であるとは結論していない。貫入量が14mm以内である時、3cmで

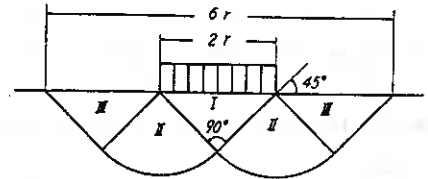


図-1 連続フーチング下の塑性域

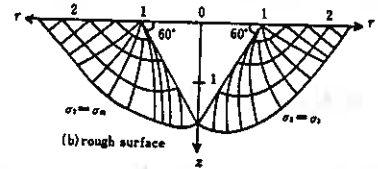


図-2 押下コーン周囲の塑性域 甲本

表-1 塑性域の範囲と提案容器寸法

研究者	塑性域		容器		備 考
	水平距離/ 貫入量	鉛直距離/ 貫入量	内径 cm	深さ cm	
節内・五味	(2.91~3.82)	(1.74~1.79)	52	29	60° LL測定 7~16mm
東山・須藤	3 (3.5~4.1)	(1.4~2.9)	-	-	60°
北郷他	(4.4~5.0)	(1.7~2.5~)	60	30	90°
佐野・北郷	6.0	1.4	-	-	90°
北郷・益田	-	(3.2~4.2)	-	30	90°
佐野・清水	-	3.0	-	30	90°
佐野他	(3.4~3.9)	(1.6~2.7)	60	30	60° 9mm以下, 11mm以下
甲本	2.99	1.08	-	-	60° 静的
甲本	6.0	-	100	(30~)50	60° 動的
藤田・吉河	(2.1~3.2)	(1.1~1.9)	60	45	60° 円筒形
"	(3.3~4.4)	(1.7~2.2)	60	30	60° 半球形

あっても影響は見られない。

最近の報告として、藤田・古河が広範囲の試験結果を用いて検討している¹⁰⁾。利用する貫入量範囲あるいは最大許容貫入量と容器寸法との比を明示していないが、60°コーンを用いる場合内径は60mm以上深さは45mm以上必要と述べている。この解析には貫入量として20mm以上も多数含まれている。なおスウェーデンの規格に採用されている半球形式の容器についても検討している。

これらの研究成果をまとめると表-1が得られる。それぞれの研究者が理論的あるいは実験的に求めた塑性域の水平距離と貫入量の比率、結論・成果として提案あるいはその後の研究に採用した容器寸法である。括弧付きは、筆者が文献中のデータより算出した数値である。

3 試料と試験方法

フォールコーン法において正しい貫入量を求めるために必要な容器寸法のうち、内径の影響をみるため内径の異なる容器を準備し、いくつかの含水比を設定し種々の貫入量に対して比較を試みた。試料として表-2に示す4種の市販粘土を用いた。液性限界は60%から92%、塑性指数は30%から46%にあり、低塑性土は含まれていない。

コーンは60°の先端角をもち、許容最大貫入量は22mmである(図-3)。60gで自由落下させ、5秒後の読みを貫入量とする。

容器内径は3cmから7cmまで1cm間隔で5種類とした。深さは一定として3cmである。既往の研究より、深さ方向の塑性域の広がり貫入量の1.1倍から3.0倍程度であること、これまでの測定体験⁷⁾より深さ方向への影響が弱いとみただからである。表-3に示すようにA、B、C、D、Eと呼ぶ。この表-3には他に円錐台形(F)、半球形(G)をそれぞれ一例ずつ示し、Fの容積を基準とする時の容積比を掲載している。

含水比は、液性指数 I_L が0.4、0.6、0.8、1.0、1.2となる5段階とした。一通り実施した後不足部分を補ったところ5~7段階となった。

貫入試験は、含水比の調整の終えた試料をよく練り返し、平板上の円筒容器に、気泡を追い出し飽和度を高めるように試料をつめ、容器の縁に沿って整形する。フォールコーン装置上に供試体を置き、コーンを表面に接触させる。始読を記録し、コーンを自由落下させ、5秒後コーンを再び固定し、終読を記録する。同一含水比での貫入量の差が5%以内の2点が得られるまで繰り返す。そして貫入部分の含水比を計測する。この作業を5種類の容器について実施する。その後他の含水比に調整した試料を準備して同一の作業を繰り返す。

コンシステンシー限界試験としてのフォールコーン試験では、ある含水比における貫入量が測定されると、残った試料に加水しやや柔らかくして再び貫入量を測定することの繰り返しとなる。本研究では、同一含水比において容器内径が異なる時の貫入量への影響検討であるので、少し手

表-2 試料の性質

	w _{LL}	w _{PL}	I _p	ρ _s	
試料1	カオリン粘土	80.5	46.4	34.1	2.674
試料2	笠岡粘土	57.6	29.5	28.1	2.645
試料3	桂目粘土	67.0	31.1	35.9	2.524
試料4	白土	91.6	45.3	46.3	2.667

表-3 容器寸法

	内径 cm	深さ cm	容積 cm ³	容積比	備考
A	7.0	3.0	115.4	1.94	円筒
B	6.0	3.0	84.4	1.42	"
C	5.1	3.0	60.1	1.01	"
D	4.2	3.0	41.3	0.70	"
E	3.0	3.0	21.1	0.36	"
F	6.1/4.7	2.5	59.4	1.00	円錐台
G	7.2	3.6	99.9	1.68	半球

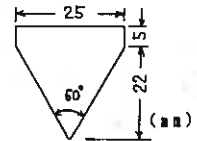


図-3コーンの形状と諸元

額を変更している。

4 試験結果と解析

4.1 飽和度

測定データは、試料1 $I_L = 0.4 \sim 1.1$ の5点、試料2 $I_L = 0.3 \sim 1.1 \sim (1.5)$ の7点、試料3 $I_L = 0.4 \sim 1.1$ の5点、試料4 $I_L = 0.3 \sim 1.1$ の6点である。

貫入量は土の強度の反映であり、その土の強度は飽和度の影響を受ける。そのため、この種指標試験は完全飽和に意を用いている。本研究の測定例を図-4

(試料2) に示す。最高102%最低95%であり、いずれの場合にも十分満足できる飽和度である。容器内径別ではEが常に低い値を示すこと、Cが最も高い値を示すことが読み取れる。図中の○印は $I_L 1.4$ であるから流動性は高く、容器につめやすいはずである。しかしE程度になると容器が小さいのに、用いる用具が大きいので、隔々へ押し込むことの難しさが考えられる。他方Aのように容器が大きくなると丁寧に詰めこむ気力が不足になることも考えられ、あまり大きな容器は好ましくない。

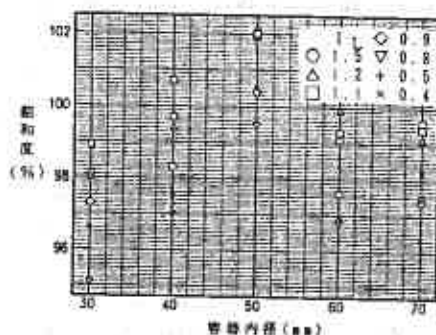


図-4 飽和度への容器の影響

4.2 $\log w \sim \log p$

関係の直線性

フェールコーン試験の貫入量 p と含水比 w との関係をどのように整理すべきかについては、算出項目との関連もあり合意が得られていない。すなわち、液性限界と塑性限界を同時に決定しようとの立場からは両対

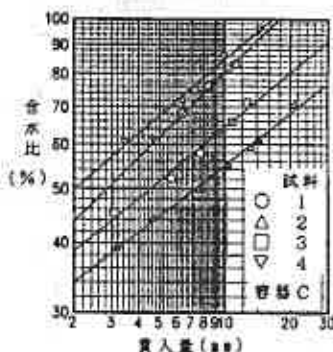


図-5 含水比と貫入量関係

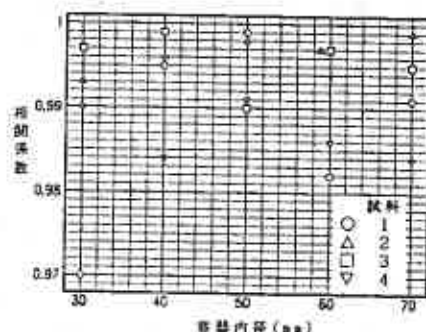


図-6 相関係数への影響

数紙上 ($\log w \sim \log p$) の整理が提案されている⁷⁾。これに対して、液性限界のみを決定する立場からは、普通方眼紙上 ($w \sim p$) の整理が適切であると主張されている¹¹⁾。

本研究は前者の立場であり、広い塑性範囲を対象としている。測定の一例として容器Cの場合を図-5に示す。○印は試料1の場合であり、直線が適合している。△印は試料2の場合であり、最も柔らかい時の一点が貫入量2mm程度あるいは含水比2%位外れている。その他は3mmから14mmの広い範囲にわたって直線が適合している。□印は試料3の場合であり、上に凹な分布をしている。直線を引けるが、着目する点により多少違う直線が得られることになる。▽印は試料4の場合であり、6~8mmの2点が直線の下位に分布している。

測定点群が直線とどの位合っているかを数字で示すため、相関係数 r を算出してみる。図-5に例示した測定点群は順に0.999、0.998、0.990、0.991である。試料3が最低であるが、数値0.990は十分満足すべき値である。容器の違いが直線性へ与える影響を図-6に示すことができる。20個中15個は0.990以上である。0.98~0.99が4個あり最低は0.97である。飽和度に

ついで傾向と同様に、容器が大き過ぎたり小さ過ぎたりすると直線性が少し悪くなり、中位の50mm（容器C）が適切と言える。

4.3 logw~logp直線の再現性

容器内径とlogw~logp直線の再現性について検討する。試験結果の一部を図-7に示す。(a)(c)は測定点を表示している。試料1(a)の場合には容器内径により、プロットの違いが明瞭であるが、試料2(c)の場合には影響が小さいようである。(b)(d)は最小自乗法により決定した最適直線のみである。試料1の場合(b)、中央付近を中心として回転するような直線群であり、容器内径により傾きと切片の両方が影響を受けることが分かる。試料2の場合(d)には、平行線群のように分布する。

A容器（内径70mm）における傾き、切片を1.0とする時、他の容器の場合の傾き、切片は図-8のような値である。傾きが10%以上変化するのは16個中3事例だけである。容器Eは4者の中では最悪、容器Dが最良、次いで容器Cである。

切片についてみると、10%以上の変化は7例があり、容器Dは1例、D以外が2例ずつある。容器Dが最良であり、次いで容器Cであることは傾きの場合と同じである。

4.4 フォールコーン法による

コンシステンシー限界

logw~logp直線の傾きと切片が異なると、それに基づいて算出される液性限界と塑性限界に違いが現れる。各容器におけるコンシステンシー限界値を最大内径（70mm）の容器Aにおけるそれらとの比で図-9に示す。液性限界(a)は容器内径が小さくなるに従い限界値が大きくなる。最も典型的であるのは□印（試料3）の場合であり、単調に増加している。△印（試料2）の場合40~60mmの3ケース（B、C、

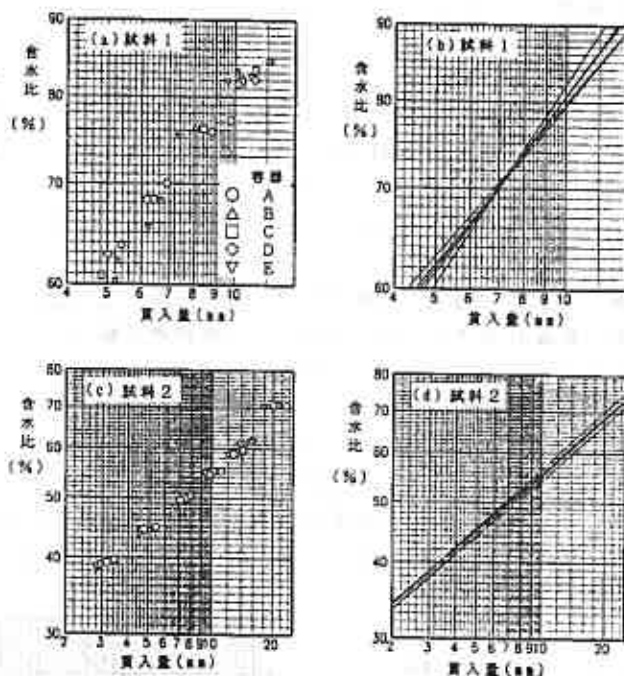


図-7 貫入曲線への影響

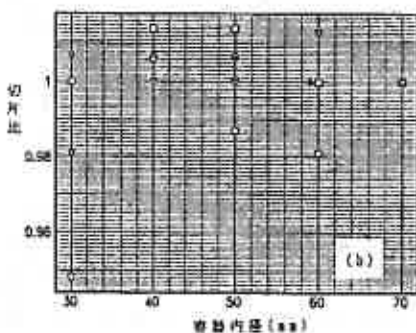
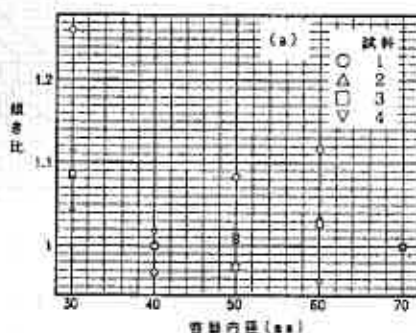


図-8 貫入直線の傾きと切片

D) はほとんど同一であり、30mm E のケースのみははっきりとした違いが出ている。▽印 (試料4) の場合にはほとんど同一の値であり、容器の影響が現れていない。○印 (試料1) の場合には、B、C、E の3容器とA、D 2容器の2グループに値が分かれて得られている。前述のように、B、E の直線性が他の容器の場合に比して少し低いので、画一的方法としての最小自乗法により求めた傾きと切片にバラツキが反映されたと判断される。ただし0.0~0.07 $^{\circ}$ イットの違いに取まっているので、どの容器を利用して測定精度に大きな影響はない。

次に塑性限界について検討してみると、(b)に見られるように、容器内径による違いの傾向は一律ではなく、小さい容器で増大するケース50%、逆のケース25%、不変のケース25%と複雑である。違いとして $\pm 0.05^{\circ}$ イットで取まるのは内径40mmまでであり、内径30mmでは -0.14° イットまで拡大している。内径40mm以上の容器を使用したい。

塑性指数 (c) について検討する。2ケース以外は容器寸法の大きい場合に塑性指数が大きくなる傾向にある。ただし単調に増加する試料は一つもない。内径40mmの場合の変動は -0.03 から 0.05° イットであるから満足できる精度である。ただし内径60mmの場合には 0.11° イットの事例があり、結論を導くにあたり障害となっている。容器E 30mmの場合には $0.09 \sim 0.20^{\circ}$ イットの違いであるので採用は避けるべきである。

4.5 貫入量から判定する塑性域の範囲

コーンが貫入すると前掲図-1, 2のような塑性破壊域が形成されコーンの落下エネルギーと釣り合い、貫入が停止すると考えてよい。もちろん塑性域の形状について種々の意見があろう。この時容器が小さく最も外側の破壊面が容器の壁面あるいは底面と交差すると、破壊域内の土は上方へ押し上げられて平衡し、貫入量が小さく測定されることとなる。

今回の容器の中で最大 (内径70mm、深さ30mm) であるA容器の貫入量 p_A を基準として他の容器における貫入量の比を求めると図-10のようになる。最も小さい (内径30mm) Eの場合 (d) には、容器Aの貫入量が大きくなるにつれて貫入量の低下が見られる。なお4mmや6mmの場合にも小さな貫入量比が存在しているが、このことは貫入量自身が小さいため測定精度が影響したためと考えている。なお図中の×印は試料1 $I_L = 1.05$ の測定点が $\log v \sim \log p$ 関係においてやや外れているので、棄却した方の p を用いて試行的に算出した貫入量で、参考を示した。

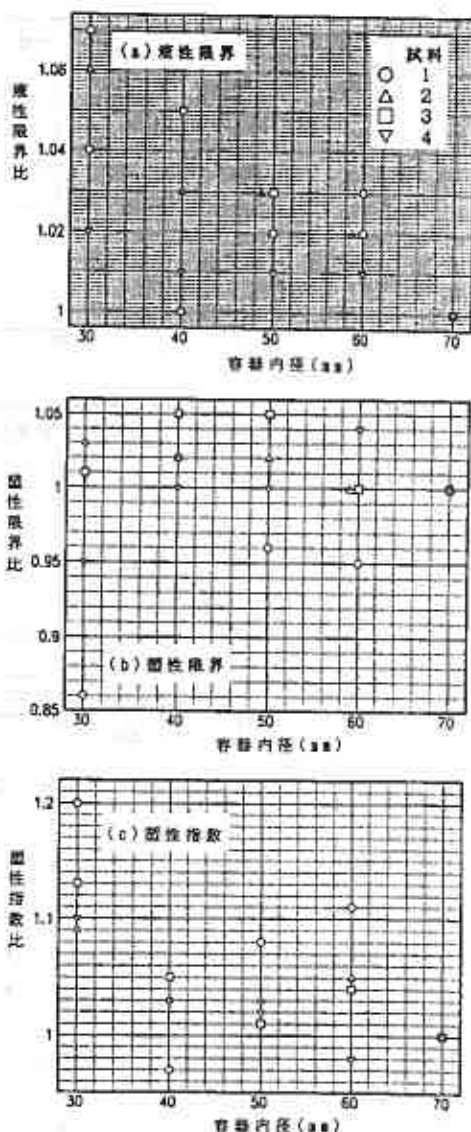


図-9 コンスタテンツ-限界への影響

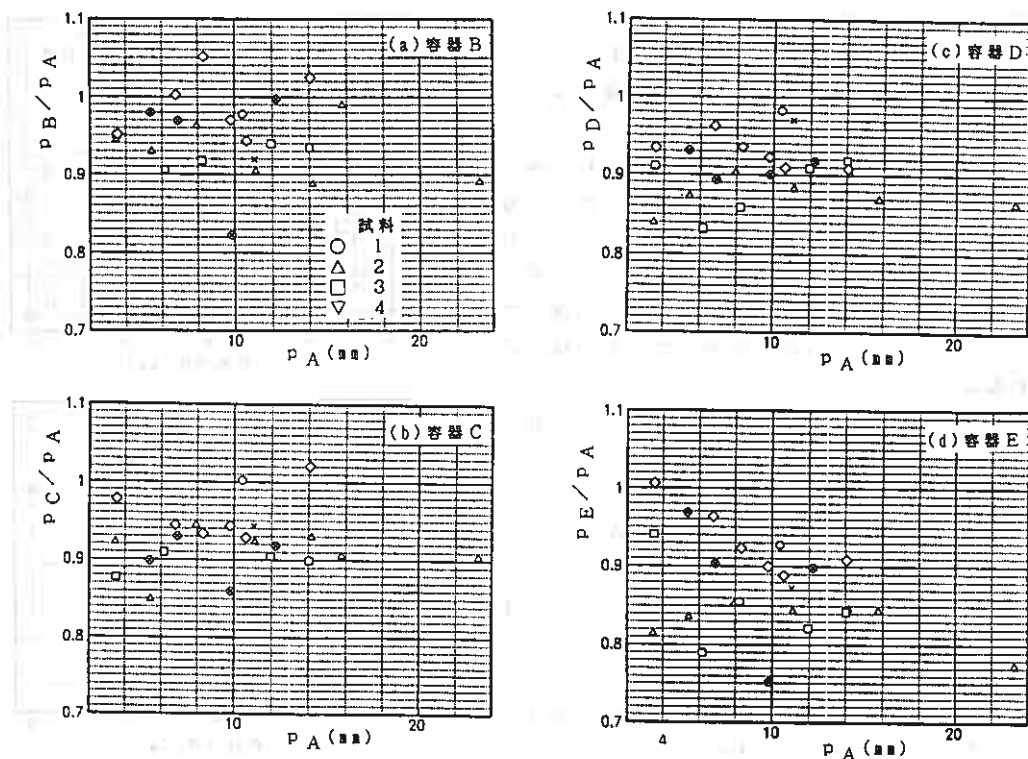


図-10 貫入量と貫入阻止の状況

容器Dの場合、 p_A が10mm以上であっても、貫入量が0.87以上あり、多くは0.90以上になっている。容器Cの場合、Dの場合より貫入量比がわずかに高く分布している。容器Bの場合には、3点のみ（×印を入れたら4点）が0.90以下で残りはすべて0.90以上である。

厳密に貫入量比1.0未満を容器壁面の拘束をうけているとみなすと、容器Bにおいて4mm貫入でも既に不十分であるとの判定となり、納得し難い。貫入量比0.95を境界値と設定すると、影響の現れる貫入量は、B容器で15mm位（ $60/15=4.0$ ）、C容器10mm位（ $50/10=5.0$ ）、D容器7mm位（ $40/7=5.7$ ）、E容器5mm位（ $30/5=6.0$ ）であり、 D_f は甲本が述べる動的要素を加味した6.0~7.5pに近い。

貫入量比0.90を境界値と設定すると、B容器は不明（20mmとすると $60/20=3.0$ ）、C容器16mm程度（ $50/16=3.1$ ）、D容器14mm位（ $40/14=2.9$ ）、E容器10mm位（ $30/10=3.0$ ）であり、同じく甲本の静的塑性域での3.0pに近いことになる。

逆に塑性域を60°コーンの場合に2.99pの広さになるとして、各容器の許容最大貫入量（A 23.4mm、B 29.1mm、C 16.7mm、D 13.4mm、E 10.0mm）を越えるデータを除いて直線を求め、コンシステンシー限界を計算する。しかし前節で示したように1点を除外しなくとももともと十分良好である。試料1、3、4では容器Eで1点が除外されるだけであり、試料3と4の場合液性限界と塑性指数が改善され、塑性限界は逆に少し悪くなる。試料1の場合には直線が大きく変化し、逆に悪化している。試料2の場合、B、Cは1点Dは2点、Eは3点が除外される。

4点以上の測定点は確保されている。試料3と4の場合と同様液性限界と塑性指数が改善され、塑性限界は逆に少し悪くなる。

同じ手法で甲本の動的な場合の塑性域を6.0pとして貫入量を制限しようとする、検討対象となる測定点が3個または2個となり、直線を決定しにくくなり、検証不適切であった。直線を決定するためには最低4点、できれば6点を準備することが望ましい。

5 まとめ

試験法として必要な容器内径は、測定目的に応じて異なっている。すなわち、その1点の貫入量が直接意味を持つ場合、例えば、貫入量からせん断強度を推定する時には自由な貫入が確保されなければならない、予測される貫入量の6.0倍程度を用意しておくべきである。これに対して、5点または6点と含水比の異なる状態での貫入量を求めるコンシステンシー限界試験においては、その中の端の1点が少し容器寸法の影響を受けたとしても、そのことを測定者が理解して直線を適合する時に配慮があれば差し支えない。あるいは当初より、許容最大貫入量を明示した上で必要な点数の測定値を得ることでよい。供試体の飽和度を高めるには大き過ぎず小さ過ぎず、C（内径50mm）の中間が適切である。logw~logp関係の直線性の観点からもC容器が適切である。logw~logp直線の再現性についてみるとD容器が最適であったが、C容器も良好であった。

コンシステンシー限界のうち液性限界ではいずれの容器でも良く、塑性限界と塑性指数ではE容器以外ならば良いということになる。まとめると5種類の中では内径50mm深さ30mmのC容器が最適ということになる。さらに、許容最大貫入量を認識し、この値を越える点を多く含めた直線あてはめを行わないこと、および本研究では触れていないが、極度に小さい貫入量のデータは測定精度が劣るので、同じく最小自乗法には含めない方がよい。

本研究に用いた実験データは、本校学生田中拓也君が卒業研究として筆者らの指導の下に実施したものである。ここに記して謝意を表します。

引用文献

- 1) 箭内・五味[Oct 1965]フォルクソン法で液性限界を求め得るか、土と基礎, 13-10, pp17-21
- 2) 東山・須藤[1966]フォルクソン法について, 第11回土質工学シンポジウム, pp57-61
- 3) 北郷・益田・佐野[Dec 1967]液性限界測定法に関する実験的研究(第3報), 土と基礎, 15-12, pp15-25
- 4) 佐野・北郷[Feb 1969]コーンによる破壊機構について, 土質工学会北海道支部技術報告資料, 第9号, pp91-95
- 5) 北郷・益田[Sep 1969]液性限界測定法に関する実験的研究(第4報), 土と基礎, 17-9, pp5-14
- 6) 佐野・清水[Oct 1971]フォルクソンにおける容器深さの影響, 土木学会第26回年次学術講演会Ⅱ, pp313-316
- 7) 佐野・鈴木・北郷[Nov 1975]フォルクソン法による液性・塑性両限界の測定, 土と基礎, 23-11, pp39-46
- 8) 甲本達也[1989]フォルクソンの動的解析, 農業土木学会論文集, 144号, pp51-56
- 9) 甲本達也[Mch1980]粘性土地盤におけるコーンの貫入に関する塑性論的研究, 佐賀大学農学部要報, 第48号, pp1-63
- 10) 藤田・古河[Jul 1991]フォルクソンにおける試料容器形状の検討, 第26回土質工学研究発表会, pp259-262
- 11) 藤田・古河[Jun 1993]フォルクソン貫入量と含水比のグラフ化について, 第28回土質工学研究発表会, pp353-356

サクシオン測定による一軸圧縮試験供試体の残留応力の評価と結果の利用

北海道大学工学部 正会員 ○工 藤 豊
 同 上 同 上 三田地 利之
 北海道大学大学院 学生員 津 國 典 洋
 北海道大学学部生 遠 藤 大 輔

1. まえがき

サンプリングから室内試験に至る過程で試料の受けた乱れは残留有効応力に反映され、その結果として一軸圧縮強度の低下が生じるとの考えから、筆者らはこれまで供試体のサクシオンを測定して残留有効応力を知り、これと一軸圧縮強度の関係から乱れの影響を受けない原位置の圧縮強度を推定する方法を提案してきた。^{1) - 6)}

本報告ではこれまでよりも深い位置から採取された試料の場合を想定し、大きな原位置の応力状態から応力解放を経て一軸圧縮試験に至る過程をシミュレートする実験を行っている。供試体に発生する大きなサクシオンを測定するために、供試体内外にback air pressureを加えた上でサクシオンを測定して残留有効応力を知り、通常の手順で一軸圧縮試験を実施して、これまで提案してきた原位置強度推定法の適用性を検証したものである。

2. 試料および実験装置

実験に用いた試料は、市販のMCカオリン粘土で、その物理的性質を表-1に示す。

自立でき成形可能な飽和供試体を得るために粉末状の試料に液性限界の2倍の含水比になるように蒸留水を加え、ミキサーで攪拌した後、真空中で予圧セルに引き込み、100kPaの鉛直応力で一次元圧密した。このようにして予圧密した試料から鉛直方向に約90×90×180mmの角柱形に切り出してパラフィンでコーティングして養生し、その後、後述のIS試験の場合直径50mm、高さ120mm、UC試験の場合は、直径75mm、高さ150mmの円柱形に成形して供試体とした。

表-1 試料の指数的性質

	MC
W _L (%)	87
I _p	49
ρ _s (g/cm ³)	2.77
砂 分 (%)	0
シルト分 (%)	8
粘土分 (%)	92
C _c	0.73
C _s	0.20

本研究ではすべての供試体について最初に三軸セル内でK₀圧密を行っているが、実験装置としては、通常の軸対称三軸圧縮試験機を用い、コンピュータ自動制御システム⁸⁾を併用した。

3. 実験方法

3.1 実験の種類

本研究において実施した実験は図-1に示すように大きく2つに分かれ、原位置の状態を再現したものの(IS試験)およびサンプリングから一軸圧縮試験までの間に試料が受ける履歴をシミュレートした実験(UC試験)からなる。まず、予圧密圧力の4倍の有効鉛直圧密応力400kPaまでコンピュータに

Evaluation of residual effective stress of unconfined compression test specimens and its application to estimate in-situ undrained strength ;

Yutaka KUDOH, Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.),

Norihiro TSUNOKUNI (Graduate Student, ditto), Daisuke ENDOH (Undergraduate Student, ditto)

表-2 実験条件および実験結果

試験 No.	W_0	W_f	σ_{ic}'	K_0	σ_r'	OCR	q_u	ϵ_f (%)	C_u/σ_{ic}'	C_u/σ_r'	予測値	予測強度比	備考
IS05	68.6	48.9	400	0.73	—	1.0	149.2	6.0	0.187	←	←	1.00	K ₀ 三軸($\dot{\epsilon}=0.01\%/min.$)
UC02	70.1	49.2	400	0.73	215	1.9	118.4	10.7	0.148	0.275	0.175	0.94	一軸($\dot{\epsilon}=0.01\%/min.$)
03	68.1	49.1	400	0.70	210	1.9	115.4	10.0	0.144	0.275	0.172	0.92	同上
04	68.2	49.6	402	0.73	126	3.2	97.8	11.0	0.122	0.387	0.167	0.89	同上(人為的乱れ付与)
IS06	70.4	48.9	400	0.77	—	1.0	163.8	4.5	0.205	←	←	1.00	K ₀ 三軸($\dot{\epsilon}=1\%/min.$)
UC07	67.6	49.6	400	0.73	152	2.6	119.7	11.7	0.150	0.395	0.195	0.95	一軸($\dot{\epsilon}=1\%/min.$)
08	69.3	48.5	400	0.74	185	2.2	130.7	8.7	0.163	0.353	0.201	0.98	同上
09	68.2	50.2	400	0.73	157	2.5	113.5	10.0	0.142	0.361	0.183	0.89	同上

W_0 : セット時の含水比(%)

σ_r' : 残留有効応力(kPa)

$C_u = q_u/2$

W_f : 破壊時の含水比(%)

OCR : σ_{ic}'/σ_r'

ϵ_f : 破壊時のひずみ

σ_{ic}' : 有効鉛直圧密応力(kPa)

q_u : 破壊時の主応力差(kPa)

よる自動制御でK₀圧密後、以下のような実験を行った。なお、200kPaの背圧を圧密開始から載荷し、圧密中の排水は供試体周面に巻いたろ紙(I S試験では被覆面積率50%、UC試験では圧密時間短縮の目的から100%)に向かう半径方向とした。以下に各実験の説明を加える。なお、実験条件および結果の一覧を表-2に示す。

		せん断前に与えた乱れ			せん断	備考	
IS試験	K ₀ 圧密	—		—	三軸圧縮試験	ひずみ速度 0.01%/min. または 1.0%/min.	
		UC試験	K ₀ 圧密	応力解放	5%ひずみ 5回 UC04	再成形	一軸圧縮試験
—	2分割 再成形				S L サクシオン 測定	一軸圧縮試験	ひずみ速度 1.0%/min.
—	—				S S サクシオン 測定	—	UC08は S Sのみ サクシオン 測定

図-1 実験方法

I) IS試験

K₀圧密終了後すぐにひずみ速度0.01%/min.または1%/min.で非排水せん断。この試験から得られる強度は応力解放その他の影響をまったく受けていないという意味で原位置の強度を表すものと考えることができる。

II) UC試験

φ75mm、高さ150mmの供試体についてK₀圧密終了後非排水で応力解放し、供試体に乱れを与えたのち、三軸セルより供試体を取り出してろ紙を除去し直径50mm、高さ100mmの円柱形に成形し直す。成形後の供試体を図-2に示すようにセラミックディスクを装着した三軸セル下盤に設置し、150kPaのback air pressure(σ_a)を加えた状態でサクシオン(u_s)を測定(120分間)した後、有効応力の変化を追跡する目的で間隙水圧を測定しながら行う一軸圧縮試験(ひずみ速度0.01%/min.)。

ひずみ速度1%/min.の試験では直径50mmに成形後の試料を高さ100mm(S L)と20mm(S S)に分割し(図-1参照)、20mmの供試体に150kPaのback air pressureを加えてサクシオンを測定(20分間)しながら、並行して100mmの供試体を用いて通常の一軸圧縮試験を行った。

以上の試験において、ひずみ速度1%/min.のUC試験は通常業務で行われる一軸圧縮試験そのものであり、φ75mm供試体によるK₀圧密後応力解放しトリミングすることで、実際にサンプリングチューブから拔出した試料を試験機に設置する作業の一部をシミュレートしている。また、トリミングの前に意識的に5%の圧縮ひずみを5回繰返し与えることにより、サンプリング時や試料拔出の際に生じる乱れの影響を検出することを意図した。

3.2 サクシヨンの測定方法

サクシヨンの測定に用いたセラミックディスクは日本化学陶業㈱の電解隔膜(F-C1)で、高アルミナ質で酸・アルカリに対して優れた耐食性をもっており、なおかつ高温で焼結しているため機械的強度が大きい。これをダイヤモンドコアカッターでφ50mmに切り抜き、その後グラインダーでφ44mmに削る。セラミック両面をサンドペーパーで180番から2000番まで順次研磨し、厚さ7mmから目標厚さ(2mm)に仕上げる。

その後、水でよく洗浄してからアルコールで拭いて指などから付着した油分を除去する。その後、炉乾燥し室温まで冷却したものをペDESTALにCクランプで固定し、周面にエポキシ樹脂接着剤(アラルダイトスタンダード)を注入し、24時間硬化させる。

以上のような工程で製作したセラミック付きペDESTALを図-3(a)に示すように脱気水の入ったビーカーの中に逆さまに入れる。ビーカーを圧力容器に入れ十分に脱気を行った後、圧力容器の中を大気に解放して、ペDESTALを取り出し図-3(b)に示すようにペDESTAL取付金具に取付けて再びビーカーの中に設置し、真空がかかっている脱気水槽に通じるルートのバルブを開き、真空による差圧でセラミックディスクに通水し飽和させる。次に図-2の三軸セル下盤の間隙水圧測定用ルートに脱気水を流し、十分に飽和させる。その後、20kPaの圧力で脱気水を流しながら、ペDESTALを図-2の接続部分に気泡を巻き込まないように注意しつつ装着し、ペDESTAL表面に表面張力によって水が盛り上がった状態にする。脱気水供給バルブを閉じ非排水(間隙水圧が測定できる)状態にした後、乾いた布でペDESTAL表面の水を軽く拭き取る。このとき間隙水圧の値が速やかに-15kPa程度を示したならば、乾燥防止用のメンブレンおよびトップキャップを装着した供試体を図-2に示すようにペDESTALの上に乗せ、密着を良くするため軽く押さえた後、Oリングを掛け、トップキャップを通して150kPaのback air pressureを加えた状態で間隙水圧の値が平衡状態になるまで測定する。なお、セラミックディスクのA E V(空気侵入値)は240kPaである。

以上がサクシヨンの測定手順であるが、セラミックディスクの飽和の確認は前述したように、供試体を載せる前に乾いた布でペDESTAL表面の水を軽く拭き取り、負の間隙水圧が速やかに発生するかどうかで行っている。飽和させるための脱気時間には基準がなく、現在は試験実施の前日から準備する

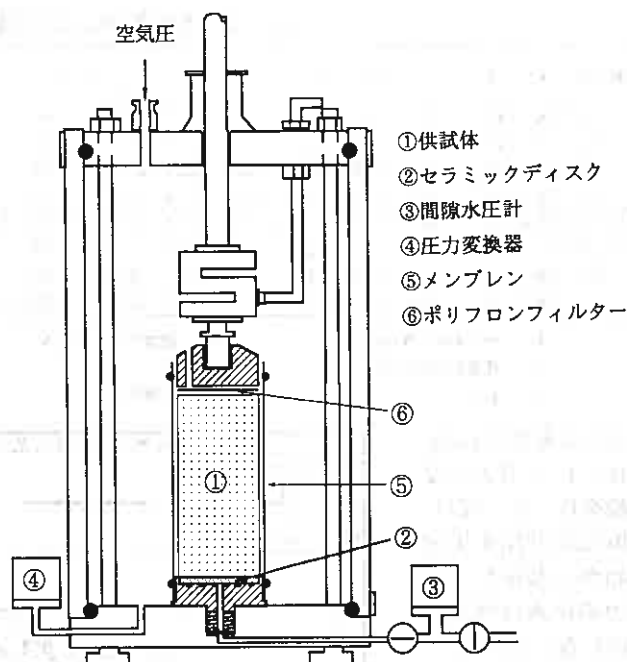


図-2 一軸圧縮試験時のサクシヨン測定方法

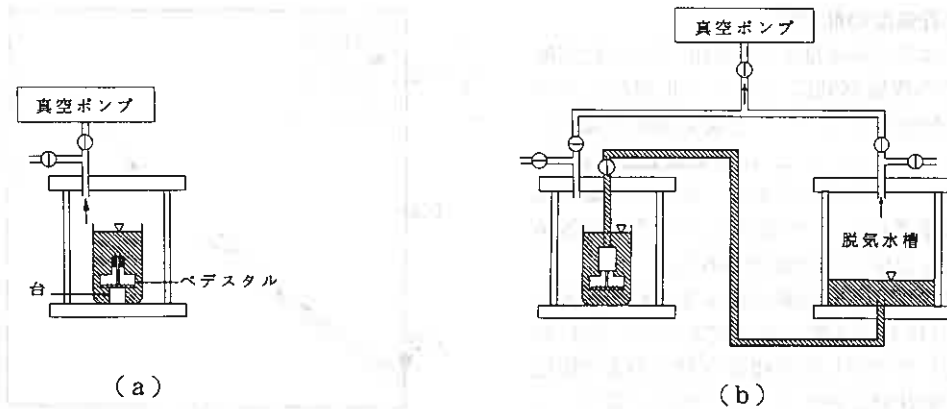


図-3 セラミックディスクの飽和方法

こととして脱気は10時間以上、通水は試験当日に30分間行っている。また、供試体からの排水を許さない状態でback air pressure を載荷する目的から、トップキャップの下面にはフィルター材としてグラスファイバークロスがシリコン接着剤で3枚重ねで接着されており、間にポリフロンフィルター (ADVANTEC TOYO PT-2)をはさんで供試体と接している。

4. 非排水強度に及ぼす乱れの影響

図-4はひずみ速度0.01%/min.で行ったIS, UC試験のせん断中の主応力差 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ と平均有効主応力 σ_m' を有効鉛直圧密応力 σ_{1c}' で正規化した有効応力経路(図中の破線は圧密終了点とせん断開始点を結んだものでサンプリングからせん断試験に至るまでの有効応力の変化を概念的に表している)を示したものである。

図-4と表-2から、乱れを与えたUC試験のせん断開始時の平均有効主応力(残留有効応力 $\sigma_r' = \sigma_a - u_s$)が乱れの増大とともに

低下しているのが分かり、強度においてもトリミングをただけのUC02, UC03では20%程度、応力解放後に5%ひずみを5回繰返し与えたUC04では35%の強度低下がみられる。これは応力解放および乱れの影響により生じた有効応力(残留有効応力 σ_r')の低下に起因している。

以上の実験結果は、鉛直有効応力を250kPa以下に設定して K_0 圧密を行い、サクジヨンの測定時にback air pressureを載荷せずに行った従来の試験結果^{1)~5)}と同じ傾向を示している。

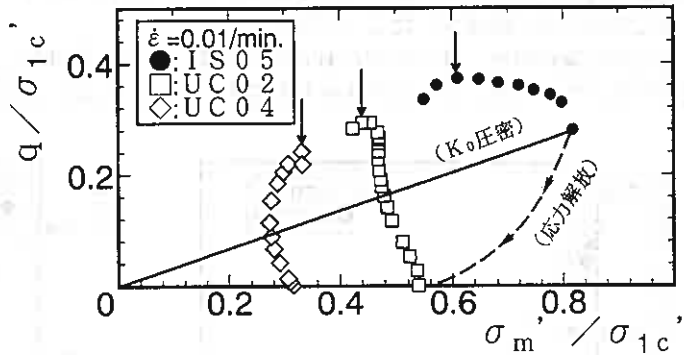


図-4 非排水せん断中の有効応力経路

5. 原位置強度の推定法

図-5はひずみ速度0.01%/min.で行った試験についての残留有効応力 σ_r' で正規化した非排水せん断強度 c_u/σ_r' と疑似過圧密比OCR($=\sigma_{1c}'/\sigma_r'$, σ_{1c}' は有効鉛直圧密応力)との関係を示したものであり, 図中の曲線の縦軸切片は筆者ら^{1)~5)}が提案している原位置強度推定法を適用した計算値である。

この推定法は, 応力解放による試料の膨張が $e-\log p$ における膨張線上でおこり, 乱れの程度に応じて発揮し得る残留有効応力まで膨張が生じ平衡状態に達するという仮定に基づいている。この場合, 非排水強度およびせん断前の有効応力をそれぞれ c_u , σ_r' とするとき

$$c_u/\sigma_{1c}' = (c_u/\sigma_r')_{uc} \cdot OCR^{-\Lambda} \dots (1)$$

と表され, c_u/σ_{1c}' は原位置有効鉛直圧密応力に対する非排水せん断強度の比, $(c_u/\sigma_r')_{uc}$ は一軸圧縮強度の1/2を残留有効応力 $\sigma_r' (= \sigma_a - u_s)$ で除した値である。なお, $\Lambda = 1 - C_s/C_c$ であり, C_c , C_s は圧縮・膨張指数で, 標準圧密試験より求めた。

図-5および表-2に示すように, (1)式から求められる推定値(図中縦軸切片)は10%以内の精度で原位置強度(図中●印)に一致する。このことから, サクシヨンの測定によって, 試料の乱れの程度を疑似過圧密比の大ききで評価することが出来, さらにこれをパラメータとして原位置強度を推定可能であることが確認されたことになる。

以上の試験の場合, せん断中の有効応力の変化を知る目的から通常の一軸圧縮試験の1/100の圧縮速度を用いているが, 実用上の便を考えて図-1に示すように成形後の試料を100mmと20mmに分割し,

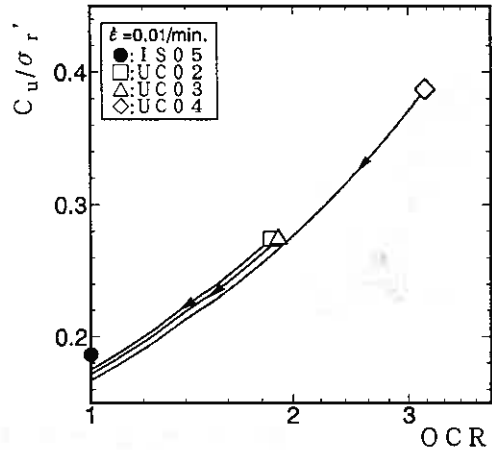


図-5 原位置強度の推定 ($\dot{\epsilon} = 0.01\%/min.$)

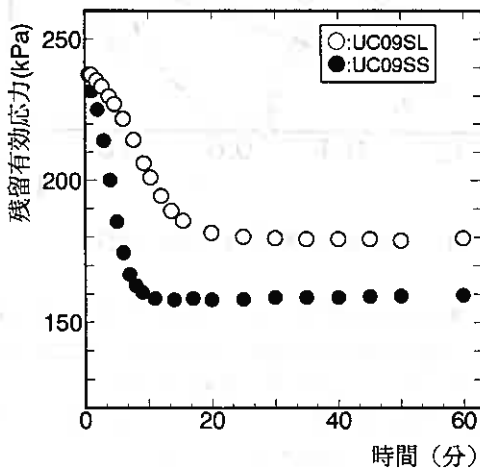


図-6 残留有効応力の測定値と経過時間

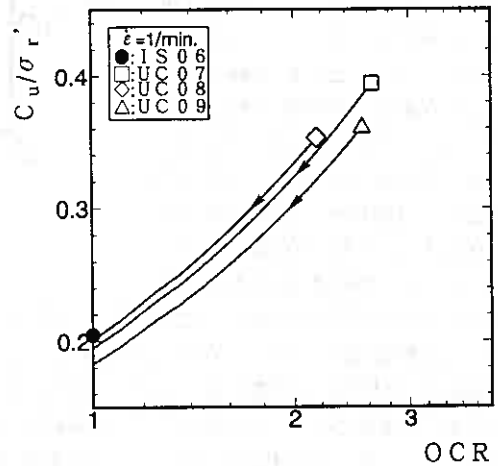


図-7 原位置強度の推定 ($\dot{\epsilon} = 1\%/min.$)

20mmの供試体でサクシオンを測定(20分間)しながら並行して100mmの供試体で、ひずみ速度1%/min.の一軸圧縮試験を行った。図-6に示すように高さ20mmの短い供試体についてサクシオンを測定すれば、20分の測定時間で平衡状態に達し、その時のサクシオンの値と高さ100mmの供試体による値との差は10%程度であり、この際の(1)式から求められる推定値の変動は1%である。^{1), 4)}したがって、一軸試験用供試体から厚さ20mmのサクシオン測定用供試体を用意することさえ出来れば、余分な時間を割くことなしに一方で通常の一軸圧縮試験を行いながら、残留有効応力を知るという目的を達成することが出来る。

図-7はひずみ速度1%/min.の場合の $c_u/\sigma'_v \sim OCR$ 関係を示したものであり、図中の曲線は式(1)による計算値である。なお、UC07, 09はSSとSLの残留有効応力の違いを調べるためSLの供試体にback air pressureを加え、サクシオンを測定している。

表-2の予測値欄における値とIS試験の実測値の比較から、ひずみ速度が遅い場合と同程度の精度で、原位置強度を予測可能であることが分る。

6. 結 論

- I) 供試体の乱れは残留有効応力の低下を招き、その低下の度合に応じて一軸圧縮強度も低下する。
- II) サクシオンの測定結果に基づく疑似過圧密比の大きさと乱れの程度を評価することが出来る。
- III) 高い残留有効応力を有する試料の一軸圧縮試験において、試験と並行して短い供試体にback air pressureを加えてサクシオンを測定することにより、従来と同じ手法で原位置強度を推定できる。

7. あとがき

今後の課題として、セラミックディスクの脱気時間の基準の設定および、過圧密状態にある原地盤を想定して本研究と同様の実験を行い推定式の適用性を検証し、別の機会に発表したいと考えている。

おわりに、サクシオンの測定方法に関して(株)中部地質の阿部廣史氏にご教示いただいた。ここに記して深く感謝致します。

〈参考文献〉

- 1) 工藤 豊・三田地 利之・津國 典洋・橋詰 哲治・福田 文彦：サクシオンの測定を伴う一軸圧縮試験による原位置強度推定法(第3報), 土質工学会北海道支部技術報告集, 34号, pp. 322-329, 1994.
- 2) 三田地 利之・工藤 豊：一軸圧縮試験結果に基づく原位置強度の推定法, 土と基礎, Vol. 42, No. 4, pp15-20, 1994.
- 3) 工藤 豊・三田地 利之・津國 典洋・橋詰 哲治：一軸圧縮試験結果に基づく原位置強度の推定法の適用性, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp. 533-534, 1994.
- 4) 三田地 利之・津國 典洋・工藤 豊：サクシオンの測定を伴う一軸圧縮試験の実用化に関する研究, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp. 629-632, 1994.
- 5) 工藤 豊・三田地 利之・橋詰 哲治・津國 典洋・福田 文彦：サクシオンの測定を伴う一軸圧縮試験用供試体の乱れの評価, 土質工学会サンプリングに関するシンポジウム, 1995
- 6) 小田 美明・三田地 利之：飽和粘土の三軸 K_0 圧密試験方法について, 土木学会論文集, No. 448/III, pp. 71-96, 1989.

粘性土の一面せん断試験結果に及ぼすせん断速度の影響

北海道大学大学院 学生員 ○高田 増 男
北海道大学工学部 正会員 澁谷 啓
北海道大学工学部 正会員 三田地 利之

1. はじめに

各種土質試験の中で、原位置の応力／ひずみ状態を忠実に再現できること、試験方法の簡便さ等において、一面せん断試験は優れていると言える。しかし、設計の実務で一面せん断強度が用いられる機会はほとんどなく、主に研究・教育用に利用されているのが現状である。この（一面せん断試験にとって）不本意な現状の原因として、試験装置あるいは試験方法の不都合に起因するデータのバラツキ、バラツキの原因の特定と装置／方法の改良に関する努力がほとんどされてこなかったこと、現場の設計における実績不足等が考えられる。また、試験方法の基準化も行われていない。

北海道大学工学部土質工学講座では、数年後に予定されている「土の一面せん断試験方法の基準化」に向けて、実務的で汎用性が高く、軽量／コンパクトかつ信頼性の高いデータの得られる試験装置の開発をめざして、新たに「H-II型一面せん断試験装置」を試作した。本論文では、この試験装置を用いた粘性土の試験結果の信頼性について議論するとともに、基準化における検討項目の1つである、粘性土の定圧および定体積一面せん断試験結果に及ぼすせん断速度の影響について検討した。

2. H-II型一面せん断試験装置

全体図を図-1に示す。装置の構成はH-I型¹⁾と基本的に同じであるが、本装置では粘性土試料の試験も可能である。いずれの試験装置も、一面せん断に関する本質的な考え方は三笠²⁾と全く同じである。以下に装置の概要を述べる。

装置の重量および寸法：

本体重量は約70kgと極めて軽量である。底板の寸法は横103cm、奥行40cm、高さ55cmであり、コンパクトな卓上タイプとなっている。また、圧力／せん断速度の調整は独立した操作盤ユニット（約10kg）で行う。

せん断箱：

円形（直径 $\phi = 6$ cm）および正方形（辺長 $L = 6$ cm）の2種類の断面を試作した。高さ H は、2 cmと4 cmの2種類とした。したがって、一般的なシンウォールチューブ（ $\phi = 76$ mm）により採取したインタクト試料（円形）の試験が可能である。また、供試体との接触面には、ポラスメタル（歯形なし）を使用した。

せん断は、上箱固定／下箱可動の状態で行う。下せん断箱は高剛性ロードセルを介してリニアローラーウェイ上に剛結されており、極めてなめらかな直線運動を実現している。一方、せん断時に上せん断箱は3本のロッド（⑩、図-1の右側に2本を配置）により固定する。また、上下せん断箱間隔 d は、3本の同じ長さのスペーサー（⑪）をせん断開始直前に挿入することにより一定（ $d > 0.0$ ）に保つことができる。

上せん断箱に作用する回転モーメントおよび上せん断箱と供試体との摩擦力は、上箱固定ロッドとスペーサー（⑩と⑪）を介して門型フレーム（⑮と⑯）で支持する構造となっている。

対象土質：

飽和あるいは不飽和状態の粘性土および砂質土の試験が可能である。また、せん断箱内で締固め試料を作成することができる。

Effects of shearing rate observed in direct shear box test on clay; M. Takada (Post-graduate student, Hokkaido University), S. Shibuya and T. Mitachi (Hokkaido University).

鉛直荷重/水平変位:

上部ベロフラムシリンダー(①)内の空気圧を調節し、荷重制御により供試体の鉛直応力を載荷する。ベロフラムシリンダーは固定板(⑮)に剛結されており、載荷ピストンはベアリングハウス(⑰)を貫通して滑らかに上下する。また、載

- ① ベロフラムシリンダー
- ② ロードセル
- ③ ロードセル
- ④ 鉛直変位計
- ⑤ 鉛直変位計
- ⑥ 鉛直変位計
- ⑦ 鉛直変位計
- ⑧ 鉛直変位計
- ⑨ 鉛直変位計
- ⑩ 鉛直変位計
- ⑪ 鉛直変位計
- ⑫ 鉛直変位計
- ⑬ 鉛直変位計
- ⑭ 鉛直変位計
- ⑮ 鉛直変位計
- ⑯ 鉛直変位計
- ⑰ 鉛直変位計

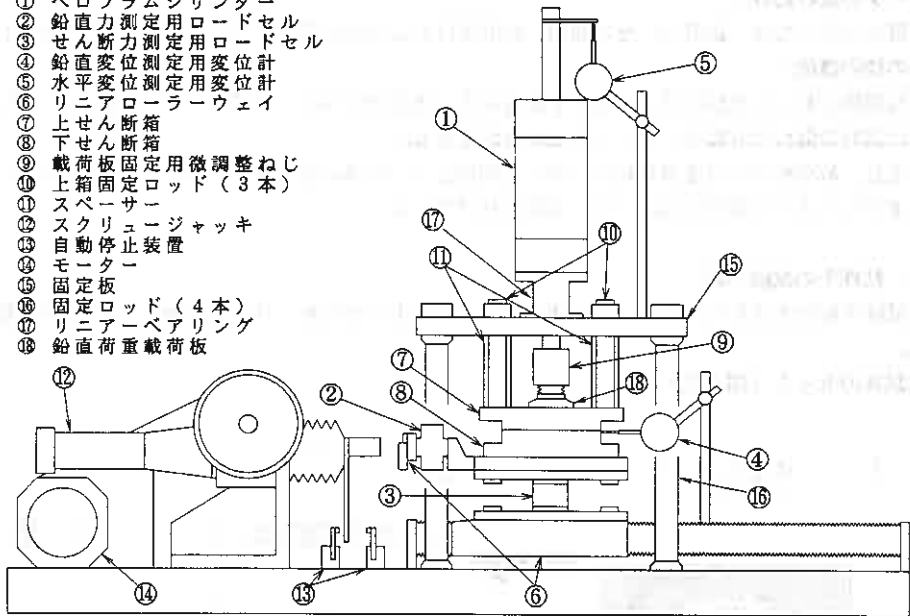


図-1 H-II型一面せん断試験装置

荷ピストンと鉛直荷重載荷板(⑱)は剛結されているため、供試体への載荷面は絶えず水平面と一致する。

せん断は、水平変位速度一定で行う。スクリージャッキ(⑫)をモーター(⑭)で駆動することにより水平変位を与える。変位速度は、減速ギアボックスの組み合わせにより、現状では0.00065~1.3mm/minの範囲で調節が可能である。

荷重/変形の測定:

鉛直力およびせん断力の測定には平行平板型の高剛性ロードセル³⁾(②および③、容量300kgf)を用いた。このロードセルを用いた理由としては、まず、ロードセルの変形量が0~300kgfの測定範囲において10μm(通常のダイヤルゲージの1目盛り)と極めて小さいため、後述する方法での定体積試験が可能であること、鉛直荷重の作用点の移動(偏心)により較正係数がほとんど変化しない(図-2参照)ため、下せん断箱に回転モーメントが作用した状況下でもせん断面上の鉛直荷重を正しく測定できることの2点である。なお、せん断力の着力点では小型リニアローラ台(⑥)により鉛直方向の摩擦を除去している。

鉛直および水平変位は、それぞれひずみゲージ式変位計(④および⑤)により測定している。鉛直変位測定におけるベロフラムシリンダー(①)のコンプライアンスの影響を考えると、鉛直変位の測定位置は、載荷板(⑱)直上が望ましい。シリンダー内の圧力を変化させる試験では、とりわけ重要であろう。

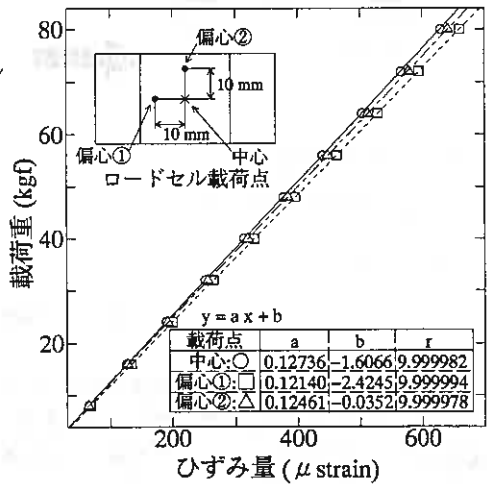


図-2 高剛性ロードセル検定結果の例

データの読み込み：

現システムでは、鉛直力、せん断力、鉛直変位および水平変位をパソコンにより自動計測している。

その他の機能：

長期間におよぶ試験では、水浸箱を装着する。水浸箱の前面にはアクリル板を使用し、せん断箱の隙間からの試料の漏れの有無をチェックすることができる。

また、載荷板固定用微調整ねじ(⑨)を利用して、簡単に定体積せん断が行える。さらに、水平変位を与えすぎないように自動停止装置(⑬)を取り付けている。

3. 粘性土の試験手順

試験手順の大まかな流れは「供試体のセット→圧密→せん断」3段階である。以下に各段階の手順を述べる。

供試体のセット(図-3)：

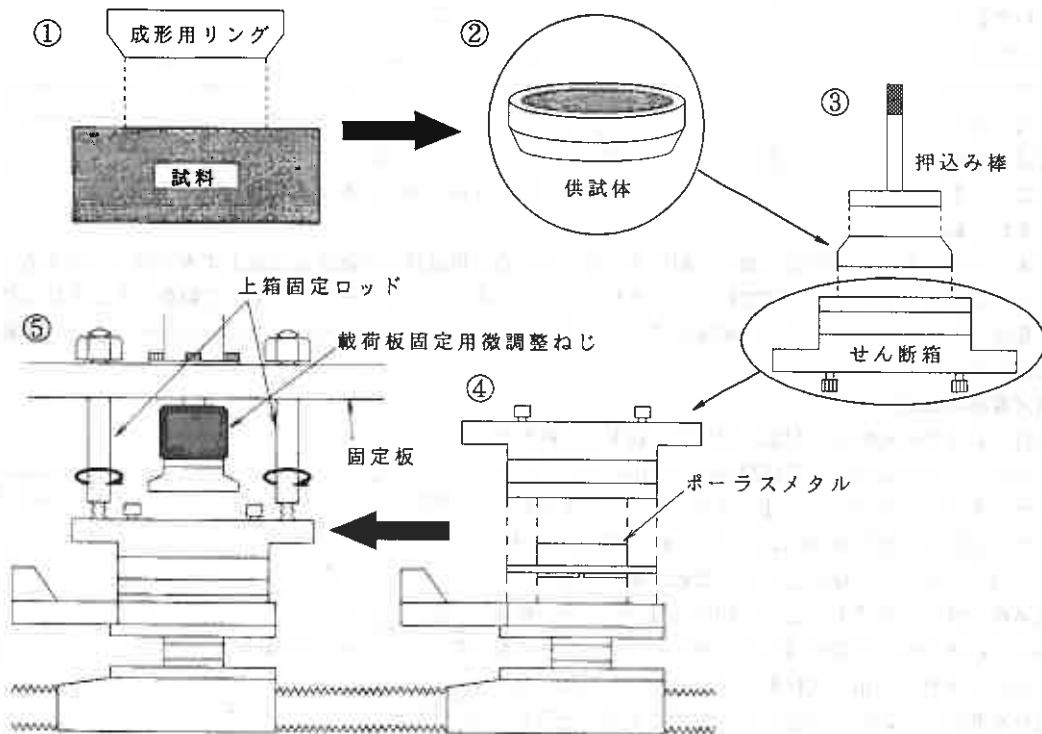


図-3 粘性土供試体セットの手順

内壁にグリースを塗布した供試体成形用リングを試料に押し込む(①)。リング外側の試料を取り除き、ワイヤーソーにより供試体の両端面を成形する(②)。この時、削りくずの含水比と供試体重量を測定する。成形したリングを内壁にグリースを塗ったせん断箱(ピンにより固定)上にセットし、押込み棒を用いて供試体をせん断箱内に静かに挿入する(③)。その後、せん断箱を水浸箱底面に剛結し(④)、せん断箱全体を載荷板の直下に移動した後、固定ロッドによりせん断箱を固定する(⑤)。

供試体の圧密：

載荷板を供試体上面に静かに設置し、変位計をセットする。本実験では、NSFクレイについては、まず予圧密圧力に等しい圧力まで鉛直応力を増加させ、沈下が落ち着いたのを確認した後、所定の圧密圧力まで載荷した。藤の森粘土の試験は、全国一斉試験仕様⁴⁾に準じて行った。圧密の打ち切りは、沈下量～時間関係に3t法を適用して決定した(図-4参照)。

せん断(図-5)：

せん断箱固定ピンを抜き、固定板とせん断箱の隙間が所定の間隔 d となるようなスペーサーを挿入する。続いて、固定板(図-1⑮)とスペーサーとの間の隙間がなくなるまで固定ロッドのナット部分をゆっくりと均等に締め上げる。これによりせん断箱間隔を確保する(図-5⑥、⑦)。

定圧試験の場合は(図-5⑧)、速やかにせん断を開始する。定体積試験の場合は(図-5⑨)、以下の方法によ

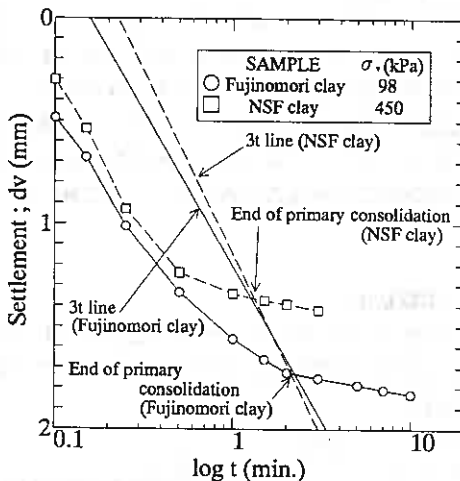


図-4 粘性土供試体の圧密の例

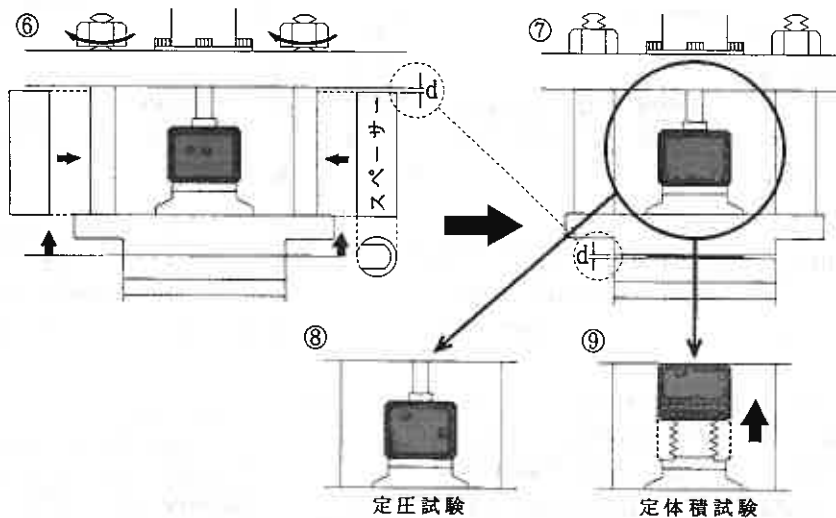


図-5 圧密終了からせん断開始までの手順

り載荷板を物理的に固定する。まず、載荷板固定用微調整ネジのナットの上端を固定板に密着させながらペロラムシリンダー上室の空気圧を下降させ、最終的に空気圧をゼロにした状態で所定の鉛直応力を維持する。これにより、載荷板が上方方向に移動することはない。つぎに、ペロラムシリンダー下室の空気圧を上昇させ、載荷ピストンに上方方向の力を与える。これにより、載荷板が下方方向に移動することはない。このように、載荷板を物理的に固定した状態でせん断を開始する。

所定の水平変位までせん断を行った後、速やかに供試体を回収し、含水比を測定する。上記の方法において、ロードセルの圧縮量が多い場合、供試体は定体積条件を満足しない。なお、この方法のオリジナリティは、Ampadu & Tatsuoka⁶⁾が提案した定体積ねじり単純せん断試験方法にある。

4. 実験試料

今回の実験に用いた試料は、市販のカオリン粘土（NSFクレイ）および全国一斉試験用に配布された藤の森粘土である。試料の物理的性質を表-1に示す。藤の森粘土の予圧密試料（予圧密時の鉛直応力70kPa）は、全国一斉試験仕様にしたがって準備した。NSFクレイの予圧密試料（鉛直応力150kPa）は、液性限界の2倍程度の含水比で、十分に練り返したスラリーから作成した。

表-1 試料の物理的性質

試料	NSFクレイ	藤の森粘土
WL(%)	53.7	62.5
Ip	27.3	36.8
ρ_s (g/cm ³)	2.75	2.67

5. 実験結果

せん断中、供試体上面に作用する鉛直荷重および供試体上面での鉛直変位を一定にした試験を、それぞれ定圧および定体積試験とする。また、すべての試験において、上下せん断箱の間隔を0.2mmで一定にした。せん断速度

h は、1.0、0.1、0.01 mm/minの3種類とした。

図-6 (a)(b)および(c)は、NSFクレイを用いたせん断速度0.01mm/minでの定圧

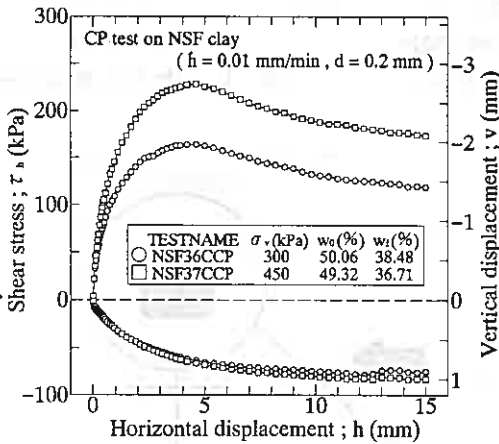


図-6(a) $\tau_h \sim v \sim h$ 関係 (定圧)

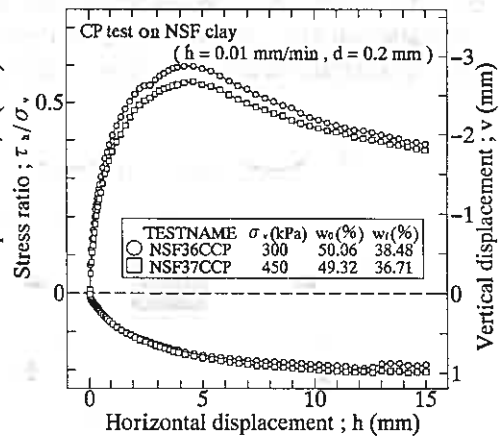


図-6(b) $(\tau_h/\sigma_v) \sim v \sim h$ 関係 (定圧)

試験における、せん断面上のせん断応力 (τ_h) ~鉛直変位 (v) ~水平変位 (h) 関係、せん断面上の応力比 (τ_h/σ_v) ~ $v \sim h$ 関係およびせん断面上の応力経路である。いわゆる通常の定圧試験において、鉛直応力はせん断中に一定とはならず、変化していることが分かる(図-6(c))。また、公称鉛直応力 $\sigma_v = 300$ kPaの供試体のせん断応力比のピークが、 $\sigma_v = 450$ kPaのそれよりも若干小さい(図-6(b))。せん断面付近で過剰間隙水圧がゼロであると仮定すると、正規圧密試料にもかかわらず、有効応力で定義したクーロンの強度定数の粘着力 c_o が相当おおきな正の値を示している。また、 σ_v の大きさによらず、 τ_h 、 τ_h/σ_v ともに $h = 4$ mm付近で、ピークを示している。さらに、ピーク後の軟化過程において、 $h = 15$ mmに達してもなおせん断応力が減少していることが分かる。

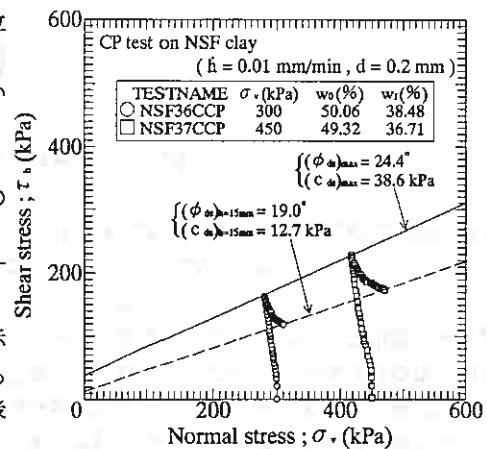


図-6(c) 応力経路 (定圧)

図-7

(a)(b)および(c)は、定体積試験 ($h = 0.1 \text{ mm/min}$) における同様のグラフである。定圧試験結果との比較において、 τ_h のピークの発現時の h が小さい ($h = 2 \text{ mm}$ 付近、図-7(a))。しかし、応力比の最大値に関しては、定圧試験とほとんど変わらないこ

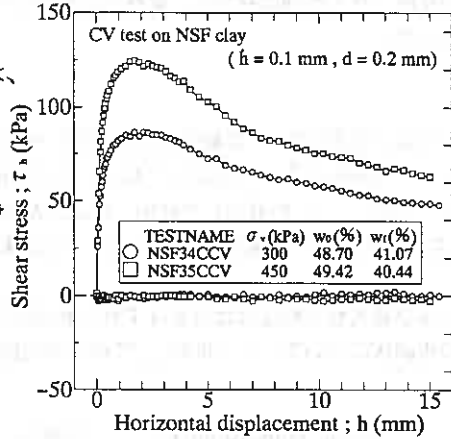


図-7(a) $\tau_h \sim v \sim h$ 関係 (定体積)

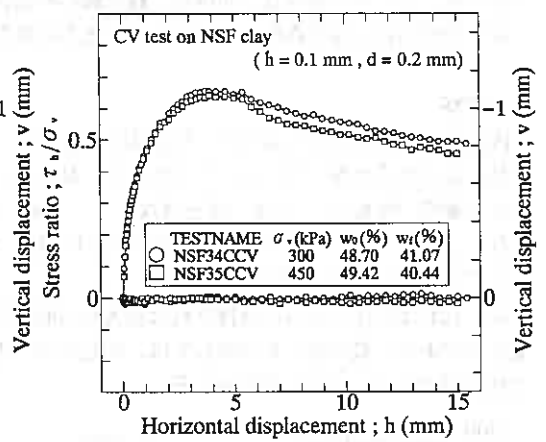


図-7(b) $(\tau_h/\sigma_v) \sim v \sim h$ 関係 (定体積)

とが分かる (図-7(b))。これらは、三軸圧縮試験での、ピーク時の軸ひずみ量に及ぼす排水条件の影響と定性的に似ている。また、応力比の最大値を結んだ直線から求めた粘着力 c' はほぼゼロである (図-7(c))。さらに、定圧試験と同様、 $h = 15 \text{ mm}$ では残留状態に至らないようである。

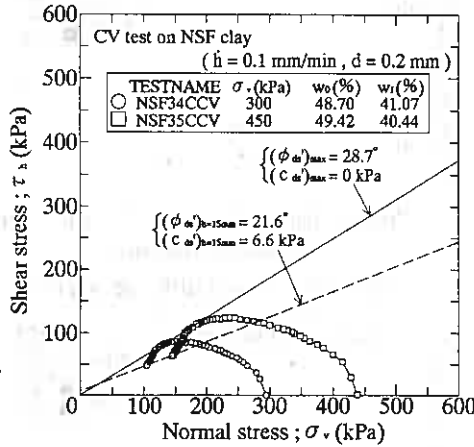


図-7(c) 応力経路 (定体積)

とが分かる (図-7(b))。これらは、三軸圧縮試験での、ピーク時の軸ひずみ量に及ぼす排水条件の影響と定性的に似ている。また、応力比の最大値を結んだ直線から求めた粘着力 c' はほぼゼロである (図-7(c))。さらに、定圧試験と同様、 $h = 15 \text{ mm}$ では残留状態に至らないようである。

図-8(a)、(b)は、 $\sigma_{v0} = 450 \text{ kPa}$ での NSF クレイの定圧および定体積試験における応力経路の比較である。一連の定圧試験から、 h が $1.0 \sim 0.01 \text{ mm/min}$ の範囲においてせん断応力の最大値に及ぼすせん断速度の影響は、それ程顕著でない (図-8(a))。しかし、定体積試験では、せん断速度が小さくなるにつれ、同じせん断応力での σ_v の値が小さくなっている (図-8(b))。また、発揮された τ_h の最大値は、 1.0 mm/min でせん断された供試体が相対的に大きくな

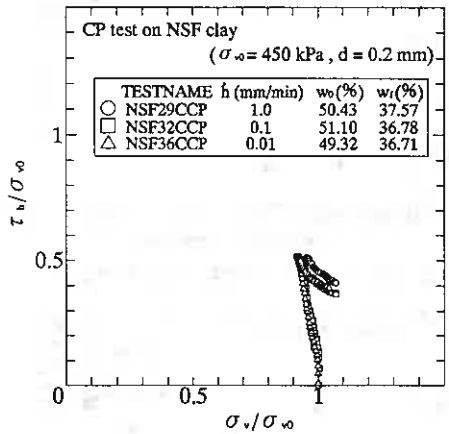


図-8(a) 正規化した応力経路 (定圧)

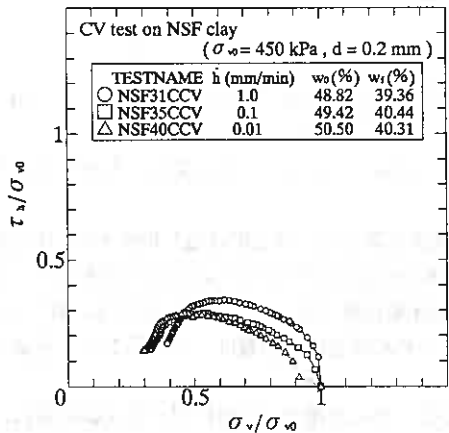


図-8(b) 正規化した応力経路 (定体積)

っている。これらの傾向は、非排水三軸試験の有効応力経路/せん断強度特性と、定性的に似ている。

以上の傾向は、藤の森粘土の試験においても同様であった。

6. 考察

図-1を見ても分かるように、供試体のせん断面上の正しい鉛直応力 σ_v は載荷板と反対側に位置するせん断箱の反力から計算している。したがって、載荷板に作用する鉛直荷重を一定にしても、上せん断箱と供試体との摩擦の影響で、 σ_v は一定とはならない(図-6(c)参照)。 σ_v が減少した結果、供試体が過圧密状態となり、 $c_d > 0$ となった可能性が高い。いずれにしても、厳密な定圧試験を行うためには、供試体のせん断面上での σ_v を一定に制御する必要がある。

図-10および図-11は、発揮された最大せん断応力および最大せん断応力比に及ぼすせん断速度の影響のまとめである。最大応力比に関しては、同じ圧密圧力の供試体について、 $c = 0.0$ として結果を比較している。これらの図から、つぎの事が分かる。

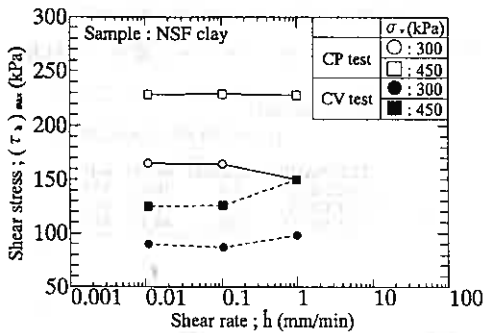


図-10(a) $\tau_h \sim \bar{h}$ 関係 (NSFクレイ)

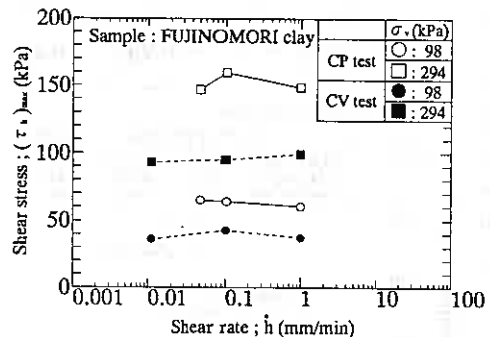


図-10(b) $\tau_h \sim \bar{h}$ 関係 (藤の森粘土)

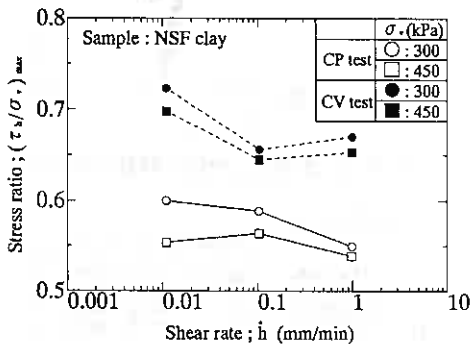


図-11(a) $(\tau_h/\sigma_v) \sim \bar{h}$ 関係 (NSFクレイ)

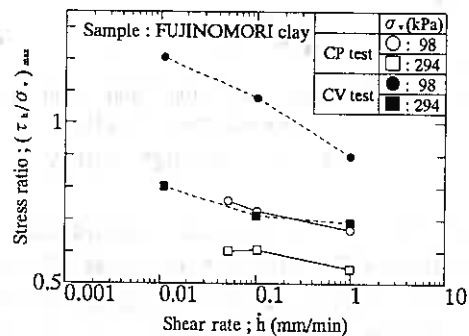


図-11(b) $(\tau_h/\sigma_v) \sim \bar{h}$ 関係 (藤の森粘土)

i) 定圧試験では、せん断速度1.0mm/minでせん断した供試体が、若干低い強度を示す傾向にある。これは、せん断面付近に発生した正の過剰間隙水圧が、完全に消散していないことが理由として考えられる。

ii) 定体積試験では、せん断速度が大きい程、せん断強度 $(\tau_h)_{max}$ が大きい傾向にある。最大せん断応力比に及ぼすせん断速度の影響は、NSFクレイと藤の森粘土とで異なる。

今後、せん断速度の影響に関する実験を重ね、データを蓄積する必要がある。

7. まとめ

飽和／不飽和状態にある粘性土および砂質土の試験を対象に、卓上型一面せん断試験装置を試作した。本試験装置は、軽量かつコンパクト、供試体せん断面上のせん断／鉛直応力を正しく測定、データ収録はパソコンにより完全に自動化、等の特長を有する。また、高剛性ロードセルの導入により、せん断中供試体を定体積に保つ試験が極めて簡単にできる。

再構成粘性土試料の実験から、以下の知見が得られた。

- a. 在来の装置による定圧一面せん断試験では、供試体とせん断箱内壁との摩擦のため厳密な定圧条件が満たされていない可能性がある。定圧試験では、載荷板と反対側に位置するせん断箱において鉛直荷重を測定し、 σ_v を所定の値に制御する必要がある。
- b. 水平変位 $h = 15\text{mm}$ 程度では残留状態に達しない。水平変位を一方に於ける一面せん断から、粘性土の残留強度を求めることはできない。
- c. 水平せん断変位 15mm までの正規圧密粘土の一面せん断試験において、せん断面上の応力比は一定最大値に収束せず、せん断の進行につれて次第に低下する。
- d. 定圧試験では、せん断速度が $1.0 \sim 0.01\text{mm/min}$ の範囲で、最も速い 1.0mm/min でせん断した供試体が、若干低い強度を示す傾向にあった。これは、せん断面に発生した正の過剰間隙水圧が、完全に消散していないためであろう。
- e. 定体積試験では、せん断速度が大きい程、せん断強度 $(\tau_h)_{max}$ が大きい傾向にあった。

参考文献：

- 1) 澁谷 啓・三田地利之・北島 明：境界応力可測型一面せん断試験装置の試作，第27回土質工学研究発表会講演集，pp.7-10，1992.
- 2) 三笠正人：新型一面せん断試験機について，土木学会第15回年次学術講演会講演概要，pp.45-48，1960.
- 3) Tani Y., Hatamura Y., and Nagao T. : Development of three-component dynamometer for cutting force measurement, Bulletin of the JSME, 26-214, 650-658, 1983.
- 4) 矢田部 龍一他：砂および粘性土の一面せん断試験についての全国一斉試験結果の報告、直接型せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集、土質工学会、1995。
- 5) Ampadu S. K., and Tatsuoka F. : A hollow cylinder torsional simple shear apparatus capable of a wide range of shear strain measurement, Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, No. 1, pp.3-17, 1993.

自動制御による粘性土の三軸K₀圧密試験方法について

北海道大学工学部 正会員 三田地 利之
 北海道大学大学院 学生員 ○橋詰 哲治
 北海道大学工学部 正会員 福田 文彦
 同 上 同 上 工藤 豊

1. まえがき

地盤の変形解析に際して原位置の初期応力状態を把握することが必要であり、そのために地盤の静止土圧係数K₀を知ることの重要性が再認識されつつある。筆者ら¹⁾は以前より繰り返し試料を用いて自動制御による三軸K₀圧密・膨張試験方法の確立を目指した研究を行ってきており、その方法の妥当性は不攪乱試料においても確かめられている²⁾。

本研究では現在進行中の「土のK₀圧密非排水三軸圧縮試験方法」の基準化に向けて基礎資料を提供すべく、初期等方圧密の方法、軸方向応力載荷速度の適値、ろ紙の吸排水の補正、側方ひずみの制御幅の4項目について検討を加えた。

2. K₀圧密試験の概要

1) 試料

実験には4種類の試料を用いており、市販のMCカオリン粘土、NSFクレイおよび早来粘土の3種類の繰り返し試料と横浜市近郊で採取された不攪乱の海成粘土(A-1, B-2, B-4)である。繰り返し試料については予圧密セルを用い、MCカオリン粘土と早来粘土は鉛直応力100kPa、NSFクレイでは150kPaで一次元圧密し、

表-1 試料の物理的性質

試料	IP	ρ_s (g/cm ³)	p_c (kPa)	k(cm/s)
MCカオリン	49	2.77	100(予圧密)	6.9×10^{-8}
NSFクレイ	26	2.78	150(予圧密)	3.1×10^{-6}
早来粘土	27	2.69	100(予圧密)	-----
A-1	62	2.68	85	5.6×10^{-8}
B-2	56	2.69	80	3.8×10^{-8}
B-4	38	2.70	91	8.1×10^{-8}

鉛直方向に約90×90×180mmの角柱形に切り出してパラフィンでコーティングして養生し、その後供試体寸法を直径50mm、高さ120mmの円柱形に成形し供試体とした。試料の物理的性質を表-1に示す。表中、 p_c は圧密降伏応力、kは別途行った標準圧密試験による $\bar{p}=2.3\text{kgf/cm}^2$ 時の透水係数である。

2) 供試体セット方法

三軸セルへの供試体のセットにあたっては圧密時間短縮のため、被覆面積率55%のスリット付ろ紙を供試体周面に貼り付け、上部のキャップを経由して二重管ビューレットに集水する方法を用いた。また、端面摩擦軽減のためラバーシートおよびテフロンシートにシリコングリースを塗布して作成した摩擦軽減層を設けている。

3) 背圧の載荷

後述する方法で初期等方圧密後、さらに飽和度を高めるために、200kPaの背圧を50kPaずつ4段階に分けて載荷した。背圧載荷中の供試体の有効応力の変動を最小限に抑える目的で、各段階で、間隙水圧が加えた背圧の95%以上に達したことを確認後、次の段階の背圧を加えている。以後、試験終了

On the Method for Automatically Controlled K₀ Consolidation Test on Cohesive Soil;
 Toshiyuki MITACHI, Fumihiko FUKUDA and Yutaka KUDOH (Faculty of Engineering, Hokkaido University.)
 Tetsuji HASHIZUME (Graduate Student, ditto)

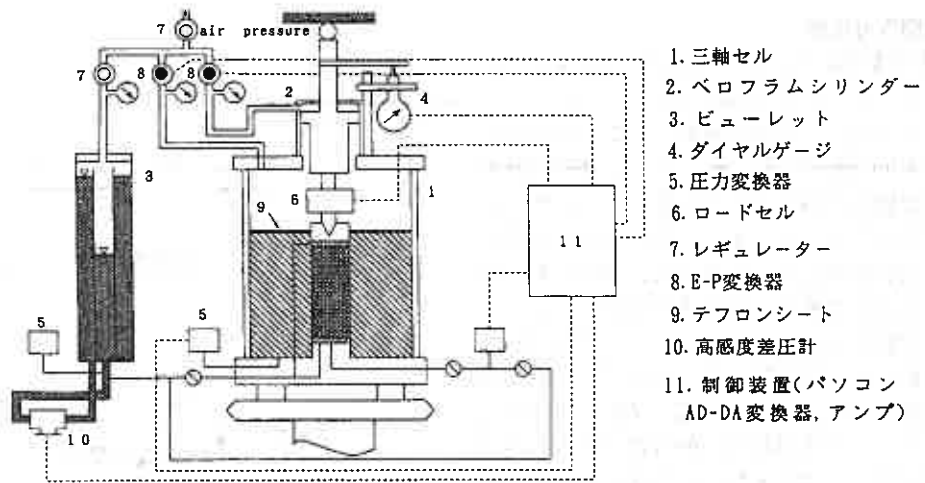


図-1 自動 K_0 圧密三軸試験装置

まで200kPaの背圧の載荷を継続した。

4) K_0 圧密時の応力載荷の方法

目標とする有効鉛直応力を設定してコンピュータ制御で K_0 圧密を行った。軸圧縮量、体積変化量(吸排水量)を計測し、供試体断面積が一定となるように応力を制御している。システムの概要を図-1に、また、 K_0 条件の制御のフローチャートを図-2に示す。セル圧はセル水面に浮かべたテフロンシートを介して空気圧を液圧に変換し供試体に作用させている。

所定の値まで鉛直応力 σ_v を漸増載荷し、その後一定値を保つように制御する一方、漸増載荷開始時から側方変位を生じないように側方応力 σ_h を制御している。なお、設定有効鉛直応力までの軸方向応力載荷速度 $\dot{\sigma}_v$ の設定については後述する。

5) K_0 条件の制御

供試体の三軸セルへのセット前の初期半径をもとに計算した側方ひずみ ε_h を $\pm 0.01\%$ 以内に抑えるように K_0 条件の制御(図-2参照)を行った。試験中の側方ひずみは、ろ紙の吸排水の補正を加えた後の吸排水量と供試体軸変位および供試体初期寸法から算出している。なお、側方ひずみの制御時間間隔に関しては、漸増載荷中は5秒としているが漸増載荷終了後は圧密の進行に伴い制御間隔が長くなるよう、圧密時間の対数に比例させて行った。

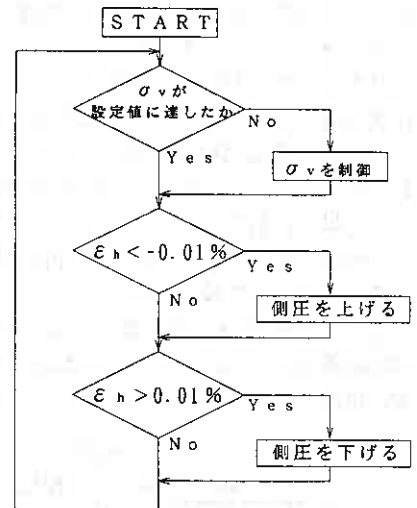


図-2 K_0 条件制御フローチャート

3. 初期等方圧密

K₀圧密を開始する前の供試体に背圧を加える関係もあって、小さな値の等方応力が加わった状態から出発する必要があるが、この際の応力の大きさが問題となる。そこで、K₀条件の基準となる状態をどのように設定するかという点について考えてみよう。まず、原位置における供試体断面を基準とする場合には、図-3において状態①に対応するが、供試体断面を実測することは不可能であるから、サンプリング時の圧縮、応力解放に伴う膨張等々を見込んで三軸セル内で状態①を再現しなければならない。しかし、状態①～③に至る過程での側方変位の大きさを正確に知ることは出来ないから③の供試体寸法を実測し、これを初期状態としているのが現状である。

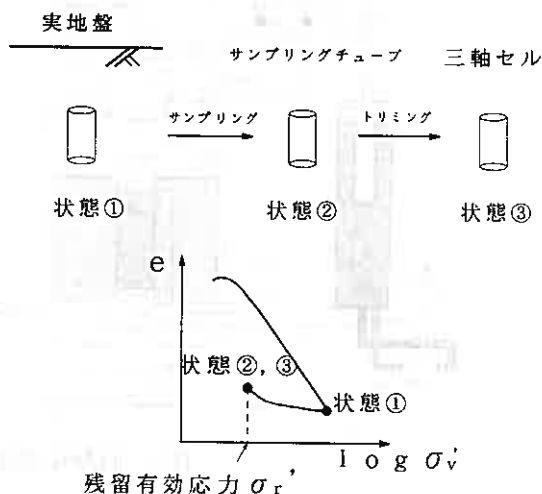


図-3 サンプリングから試験に至るまでの試料の状態変化

一方、実験技術上の問題として供試体セット後、小さな等方応力を加えて供試体周辺に残存する余分な水および空気を除去する必要がある。

これをここでは便宜上、初期等方圧密と呼ぶことにする。加える等方応力 σ_0 の大きさについては、供試体周辺の余剰水と残存空気を排出し、なおかつ前記の①の状態を再現するような応力が望ましい。そこで、不攪乱試料を対象に、菊池ら²⁾の提案を参考にして σ_0 の大きさを圧密降伏応力 p_c の1/6～1/2の間で変化させその後のK₀圧密挙動に注目したが、この程度の応力範囲では顕著な差がみられないことは既に報告した²⁾。今回は、MCカオリンと早来粘土を用い、供試体成形時のサクションを測って⁴⁾ 残留有効応力 σ_r' の0.5～1.0倍の範囲で σ_0 の大きさを変化させ、排水量を計測して σ_0 と圧密時間の適値について検討した。

なお、圧密量の計測に際しては背圧を加えず最小読み0.05cm³の単管ビューレットで行った。表-2は実験条件とともに結果を示したもので、供試体成形時に削り屑を用いて測定した初期含水比と圧密後に供試体を4分割して測定した最終含水比の間にほとんど差がないことが分かる。

表-2 初期等方圧密の大きさに関する実験条件および結果

test. No	clay	初期圧密応力(kPa)	ろ紙含水量	排水量	初期含水比(%)	最終含水比(%)
MC9304	MCカオリン	48.4 ($\sigma_r' \times 1.0$)	2.47cm ³	3.14cm ³	65.5	66.2
MC9305	"	35.3 ($\sigma_r' \times 0.8$)	1.99	2.69	66.1	66.0
MC9306	"	18.3 ($\sigma_r' \times 0.5$)	2.46	2.50	67.0	67.2
HK9303	早来粘土	25.2 ($\sigma_r' \times 1.0$)	2.16	2.65	53.8	53.5

図-4は圧密量と時間の関係を示したものであるが、4本の実験全てにおいて排水バルブを開いた瞬間に排気とともに総圧密量の90%以上の排水が起きている。また、バルブを開いてから15分後には平衡状態に達していることが分かる。従って、初期等方圧密時間に関しては直径50mmの供試体の場合15分程度が適当であることが確認できた。一方、 σ_0 の適値を明らかにすることは出来なかったが、前述のように①の状態(図-3)に近づける意味で σ_0 を供試体の残留有効応力に等しい値に設定するのが妥当であると考えられる。

4. 軸方向応力載荷速度の設定

不攪乱試料を用いた実験²⁾を通して、軸方向応力載荷速度 $\dot{\sigma}_v$ の設定が試料の透水性に対して速すぎる場合には、圧密中に（特に漸増載荷終了付近で）過剰間隙水圧が上昇し、プログラムで設定した側方ひずみの制御幅に収まらないことがあることが分かった。そこで、MCカオリンとNSFクレイを用いて鉛直圧密応力200kPaで $\dot{\sigma}_v$ を0.2~1.0(kPa/min)で変化させ、圧密挙動に及ぼす $\dot{\sigma}_v$ の影響を調べた。表-3に繰り返し試料で行った実験条件を示す。

図-5(矢印は漸増載荷終了点を示している)は、圧密中の側方ひずみ ϵ_h および過剰間隙水圧 u と時間の関係を示したものである。図-5から、MCカオリンでは載荷速度の小さいMC9407の場合は発生間隙水圧は小さく、側方ひずみは圧密中全期間で設定制御幅 $\epsilon_{h0} = \pm 0.01\%$ の範囲内にあることが分かる。MC9403、MC9406では $\dot{\sigma}_v$ の設定がやや大きくMC9407に比べて大きな間隙水圧が発生しており、その時点で側方ひずみが設定制御幅を越えていることが分かる。それに対し、MCカオリンより透水性が良いNSFクレイで行ったNSF02では $\dot{\sigma}_v = 1.0$ (kPa/min)でも発生間隙水圧は小さく、側方ひずみが設定制御幅の中にあることが分かる。なお、図-6に K_0 圧密中の応力比 σ_h' / σ_v' の変化を示す。

MCカオリンとNSFクレイの透水係数 k は表-1に示す通りであるが、以上の結果から K_0 圧密試験を行う場合は十分に試料の透水性を考慮して載荷速度を設定する必要があることが分かる。ただし、非常に精度良く K_0 条件を満足したMC9407($\dot{\sigma}_v = 0.2$ kPa/min)では、3 t法による圧密打ち切り時間⁵⁾が他のMCカオリンでの実験の1400分程度に対しその約2倍の2760分であったという事も考慮に入れなければならない。すなわち、 K_0 圧密試験を実務で行う場合のことを考えると、この載荷速度では試験終了までの時間がかかり過ぎる。透水性に応じて $\dot{\sigma}_v = 0.2 \sim 1.0$ (kPa/min)程度に設定するのが現実的であろう。不攪乱試料で行った場合も同様の傾向があることは既に確認済みである²⁾。表-4に不攪乱試料で行った実験の条件を、図-7、図-8にその結果を示す。

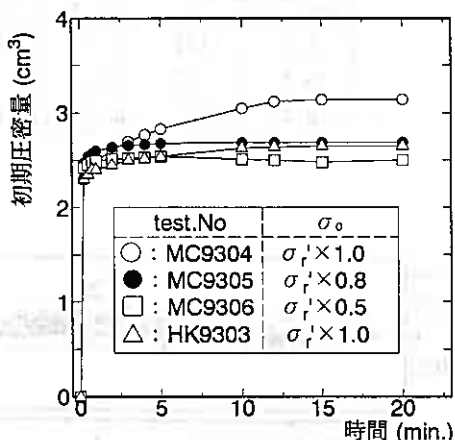


図-4 初期圧密量と時間の関係

表-3 繰り返し試料シリーズ実験条件一覧

test No.	σ_{vc}	$\dot{\sigma}_v$	$W_i(\%)$	$W_f(\%)$	K_0	σ_0 (kPa)	漸増載荷時間
MC9403	197	0.5	68.5	56.5	0.70	40	320(min)
MC9406	199	0.4	64.2	55.6	0.74	"	400
MC9407	199	0.2	69.3	55.8	0.74	"	800
MC9408	200	0.5	70.1	56.5	0.73	"	320
NSF01	200	0.5	48.2	44.6	0.58	"	320
NSF02	200	1.0	48.3	43.3	0.59	"	160

表-4 不攪乱試料 実験条件一覧

test No.	σ_{vc}	$\dot{\sigma}_v$	$W_i(\%)$	K_o	$\sigma_o(\text{kPa})$	漸増载荷時間
A-1	147	0.5	105.0	0.45	17	260(min)
B-2	97	0.5	102.4	0.46	22	150
B-4	122	0.5	113.0	0.46	13	218

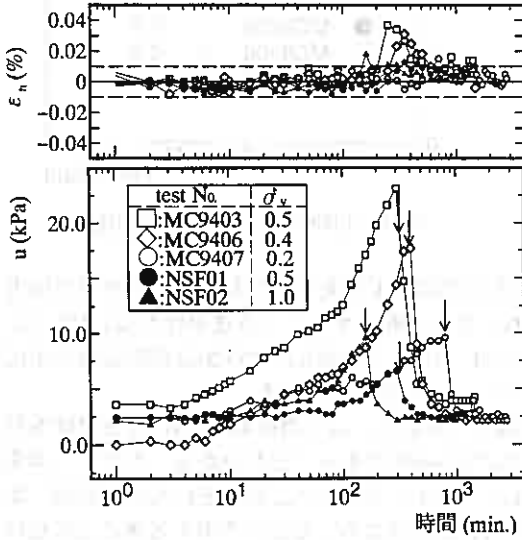


図-5 側方ひずみ, 間隙水圧~時間関係 (練り返し試料)

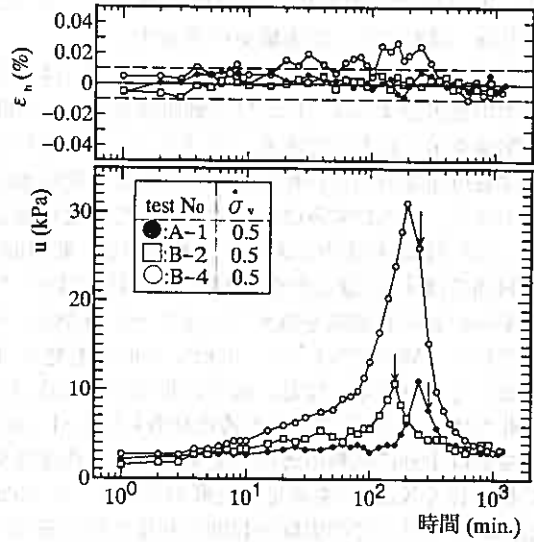


図-7 側方ひずみ, 間隙水圧~時間関係 (不攪乱試料)

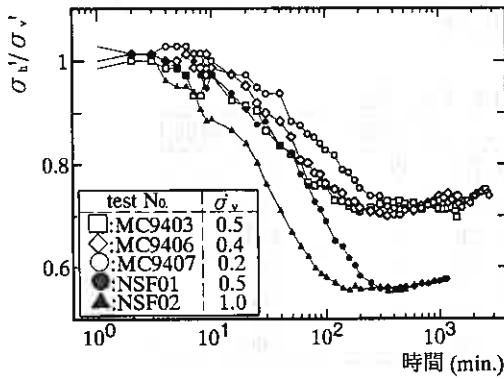


図-6 圧密中の応力比と時間の関係 (練り返し試料)

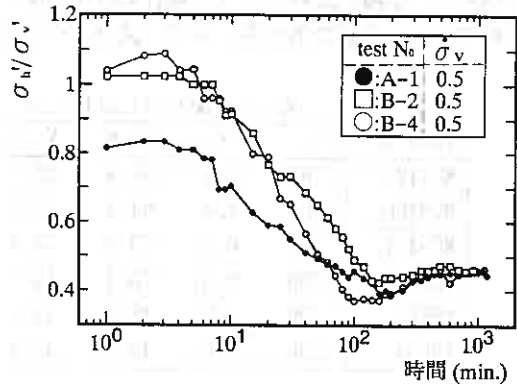


図-8 圧密中の応力比と時間の関係 (不攪乱試料)

5. ろ紙の吸排水量の補正について

本研究室では、試験中の供試体の側方ひずみ ε_h を以下のように算出し、 $\varepsilon_h > 0.01\%$ では側圧を減少させ $\varepsilon_h < -0.01\%$ では側圧を増加させて K_0 制御を行うような制御プログラム(図-2)を用いている。

側方ひずみの計算

$$V = V_i - (\Delta V - \Delta V_{F.P.})$$

$$H = H_i - \Delta h$$

$$r = \sqrt{\frac{V}{\pi H}}$$

$$\varepsilon_h = \frac{r_i - r}{r_i} \times 100 \quad (\%)$$

V : 供試体体積 (cm^3)
 V_i : 供試体初期体積 (cm^3)
 ΔV : 差圧計で計測される体積変化量 (cm^3)
 $\Delta V_{F.P.}$: ろ紙の吸排水量 (cm^3)
 H : 供試体高さ (cm)
 H_i : 初期供試体高さ (cm)
 Δh : 供試体軸方向変位量 (cm)
 r : 供試体半径 (cm)
 r_i : 初期供試体半径 (cm)

以上の計算式で側方ひずみを随時算出し、その値に対応して側方向応力を増減させて K_0 制御を行っている。圧密時間短縮の目的で供試体側面に巻かれているろ紙の圧縮・膨張による吸排水量 $\Delta V_{F.P.}$ を正確に見込んでやらなければ精度の良い制御はできない。例えば、供試体の初期寸法が直径50mm、高さ120mmの場合、排水量 20cm^3 レベルでは 1cm^3 の排水量の誤差が側方ひずみ 0.23% に相当することから、ろ紙の吸排水量の補正の重要性が指摘できる。

そこで、東洋ろ紙 ADVANTECH NO.2 とアクリル製のダミー供試体を用いて等方圧密膨張試験を行い、ろ紙の吸排水量を確認する実験を行った。ろ紙の吸排水の絶対量を大きく測定する目的で供試体側面全周にろ紙を巻き、FP06では1巻き、FP07では2巻き、FP08では3巻きし、有効側圧 20kPa から 200kPa まで応力載荷速度 $2\text{kPa}/\text{min}$ で圧密し、その後有効側圧 20kPa まで応力減少速度 $-2\text{kPa}/\text{min}$ で膨潤させた。なお、供試体にダミーを用いたが、セット方法、初期等方圧密および背圧載荷方法は粘土で行っている K_0 圧密試験方法に準じて行った。表-5は試験条件を示したもので、SET質量は供試体にメンブレンを掛ける前にろ紙に水を含ませ、軽くウエスで押さえたときのろ紙の質量である。初期等方圧密は、背圧の載荷前に等方応力 20kPa で排水ルートを15分間大気解放して行う。その際の排水量が表中の「圧密量」である。

表-5 ろ紙の吸排水に関する試験条件

test No.	ろ紙面積	DRY質量	SET質量	凝結量	圧密量
FP06	204.2(cm^2)	2.70(g)	7.99(g)	5.29(cm^3)	1.67(cm^3)
FP07	408.4	5.39	15.50	10.11	3.13
FP08	612.6	8.09	23.66	15.57	4.51

図-9は3本の実験の結果を示したものであるが、吸排水傾向は類似しているもののFP06に対しFP07とFP08の排水量の増分が1:2の関係になっていない。これは、ろ紙1巻きのFP06に対し、2巻きおよび3巻きのFP07とFP08ではろ紙の圧縮特性が変化したためであると考えられる。実際にはろ紙を多重に巻くことはないことから、FP06の吸排水曲線に近似したろ紙の吸排水量算定式を採用し、これを実際のろ紙面積に比例してプログラム中に組み込むことが妥当であると考えられる。図-9で点線はFP06に近似させた補正式によるものであり、ろ紙の吸排水量を $DVFP(\text{cm}^3)$ とすると以下のように表される。

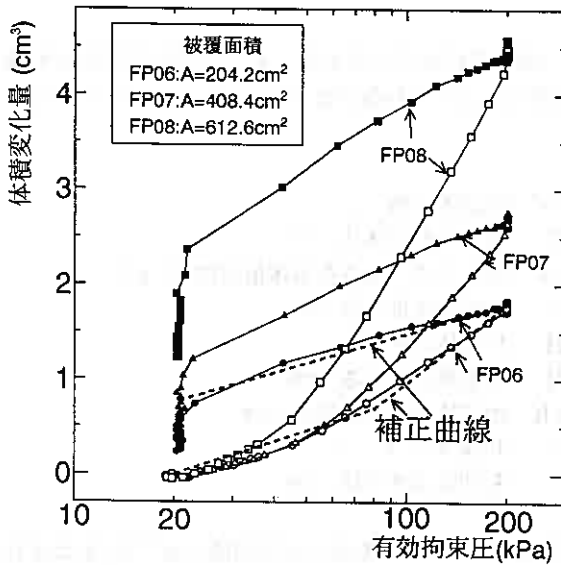


図-9 ろ紙の吸排水挙動

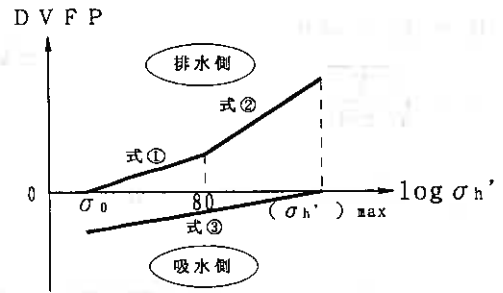


図-10 ろ紙の吸排水補正曲線

(1) 圧密過程では

① $\sigma_{h'} < 80\text{kPa}$ の場合

$$DVFP = 0.50 \times \text{LOG} \left(\frac{\sigma_{h'}}{\sigma_0} \right) \quad \text{-----式①}$$

② $\sigma_{h'} > 80\text{kPa}$ の場合

$$DVFP = 0.50 \times \text{LOG} \left(\frac{80}{20} \right) + 1.20 \times \text{LOG} \left(\frac{\sigma_{h'}}{80} \right) \quad \text{-----式②}$$

(2) 膨張過程では、ろ紙が過去に受けた有効側圧の最大値を $(\sigma_{h'})_{max}$ とすると、

$$DVFP = -0.45 \times \text{LOG} \left(\frac{\sigma_{h'}}{(\sigma_{h'})_{max}} \right) \quad \text{-----式③}$$

上記の3式は被覆面積204.2cm²の場合であるから、実際の試験で用いるろ紙面積に比例させた係数を用いてプログラムに組み込むことになる(図-10参照)。

6. 側方ひずみ制御幅の違いによる圧密挙動の差異について

MCカオリンを用いて設定制御幅を $\varepsilon_h = \pm 0.04\%$ で実験を行い、 $\varepsilon_h = \pm 0.01\%$ のものと比較を行った。図-11は、側方ひずみと圧密中の応力比の変化を示しているが、MC9408については $\varepsilon_h = \pm 0.04\%$ で制御している以外は実験条件はすべてMC9403と同じである($\dot{\sigma}_v = 0.5\text{kPa}/\text{min}$ で $\sigma_v = 200\text{kPa}$ まで K_0 圧密, 表-3参照)。この図より、MC9403では設定制御幅 $\varepsilon_h = \pm 0.01\%$ を越えて最大値が0.04%を示す時点があり、一方、MC9408は全試験期間を通して設定制御幅 $\varepsilon_h = \pm 0.04\%$ に収まっているが、応力比と時間の関係に両者の差は見られなかった。また、排水量と時間の関係や3t到達時間など他の項目についても設定制御幅による差異は認められなかった。

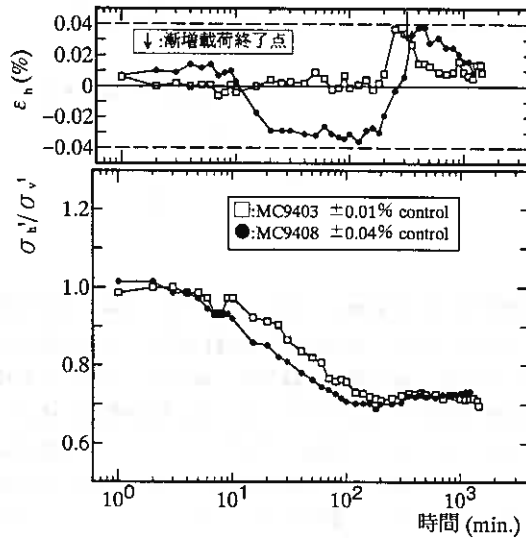


図-11 側方ひずみ制御幅の違いによる影響

7. 結論

粘性土の三軸 K_0 圧密試験方法に関して、初期等方圧密の方法、軸方向応力載荷速度の適値、ろ紙の吸排水の補正、側方ひずみの制御幅について検討を加えた結果、以下の結論を得た。

- I) 初期等方圧密応力の適値に関しては、現時点で明確な結論を下すことは出来ないが、サクシオンを測定して残留有効応力に等しい値を用い、直径50mmの供試体の場合で15分程度載荷するのが適当と考えられる。
- II) 軸方向応力載荷速度は、試料の透水性に応じて $\dot{\sigma}_v = 0.2 \sim 1.0$ (kPa/min)の範囲で設定するのが妥当と考えられる。
- III) 圧密時間の短縮のためにろ紙を用いる場合には、ろ紙の吸排水量の補正は重要であり、東洋ろ紙 ADVANTECH NO. 2を使用する場合の補正式を提案した。
- IV) 側方ひずみ制御幅 ε_h を小さく設定すれば、対応して軸方向応力載荷速度 $\dot{\sigma}_v$ を小さくする必要性が生じ、必然的に圧密時間が長くなる。実用的には $\dot{\sigma}_v = 0.2 \sim 1.0$ (kPa/min)で $\varepsilon_h = \pm 0.04\%$ 程度に設定すれば十分な精度で K_0 圧密が可能である。

<参考文献>

- 1) 小田・三田地：飽和粘土の三軸 K_0 圧密試験方法について，土木学会論文集，第448号，pp. 45-52, 1992.
- 2) 三田地・橋詰：不攪乱粘土の三軸 K_0 圧密膨張試験方法について，第29回土質工学研究発表会平成6年度発表講演集，3分冊の1 pp. 317-320, 1994.
- 3) 菊池ら：三軸試験機による粘性土の静止土圧係数の測定，港湾技術資料，No577, pp. 3-27, 1987.
- 4) 工藤・三田地・津國・橋詰・福田：サクシオンの測定を伴う一軸圧縮試験による原位置強度推定法（第3報），土質学会北海道支部技術報告集，第34号 pp. 322-329, 1994.
- 5) 土質学会編：土質試験の方法と解説，第5章 土の圧密非排水(CU)三軸圧縮試験，pp. 359-372, 1990.

遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験

北海道開発局開発土木研究所○正会員 日下部祐基

同 上 同 上 西川 純一

同 上 野並 光昭

同 上 小田島 大

1. まえがき

地盤の挙動が複雑な場合に縮尺模型を用いた実験が行われるが、模型実験で実地盤の挙動を再現するには、模型と実物が力学的に相似でなければならない。最近の土質基礎に関する模型実験に、遠心力載荷装置を用いた実験（以下、遠心模型実験）が行われる。遠心模型実験では、幾何学的に縮小した模型地盤に遠心加速度を作用させて、実地盤と等しい応力状態を再現することができる。遠心模型実験自体は、海外では1930年代に既に実施されている¹⁾ことを考えるとそれほど新しい実験法ではない。しかし、北海道には今まで遠心力載荷装置を有する機関がなく、この装置を用いた実験は、道外機関に外注するかあるいは共同研究などで実施することではできなかった。当研究所でもこれまでに、摩擦杭やグラウンドアンカーの研究に遠心載荷装置を用いた実験を委託して、その成果を報告^{2) 3)}してきた。この度、当研究所に装置の導入が認められ、平成6年3月に新実験棟を含めてその完成をみた。

北海道には、超軟弱地盤といわれる特殊土の泥炭地盤が存在する。軟弱粘土地盤に関する遠心模型実験は、過去多くの研究機関で実施されその成果も発表^{4) 5)}されている。しかし、泥炭の遠心模型実験が国内で実施された例は皆無である。したがって、泥炭の遠心模型実験が可能なのか、有効性があるのかなど、まだ明らかにされていない。本研究では、泥炭の圧密沈下実験を実施してその挙動を調査し、泥炭の遠心模型実験の有効性を検討したので報告する。

2. 遠心力載荷装置

遠心力載荷装置は、遠心力を利用して小型模型などに実物と等しい応力を発生させ、その応力分布や変形、破壊のメカニズムを実験的に調査するものである。ここで用いた遠心力載荷装置は、平成5年度に当研究所が導入したもので⁶⁾である。本装置の概要を写真-1および図-1に、装置の性能諸元を表-1に示す。

装置本体は、動力用モータ、主軸、主軸軸受け、回転腕（アーム）および模型容器やカウンターウェイトを載せるスイングプラットフォームからなっている。装置の基本動作は、ピット床面に設置された132KWの直流モータにより駆動軸を回転させ、ギヤボックスの歯車減速機を介して主軸およびこれに固定されたアームが回転する。アームの先端には、プラットフォームがピン結合されており、アームの回転速度に応じて跳ね上がる。プラットフォームに搭載した供試体には、アームを回転することにより遠心加速度が与えられる。回転時には、アーム左右のバランスを保つために、反対側のプラットフォームに同重量のカウンターウェイトを搭載する。



写真-1 遠心力載荷装置

Consolidation Settlement Test of Peat Using a Centrifuge

Yuki KUSAKABE(Hokkaidou Development Bureau), Jun'ichi NISHIKAWA, Mitsuaki NONAMI, Hiroshi ODAJIMA

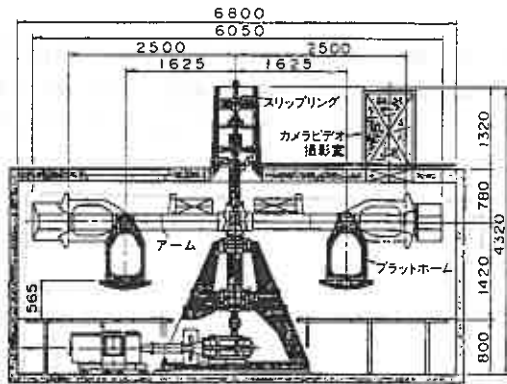


図-1 遠心載荷装置一般図

本装置では、安全性を考慮してプラットフォームは所定の遠心加速度に達するとアーム先端の固定梁（ブリッジプレート）に着座する構造になっている。これは、プラットフォームを支える軸受けピンが受け持つ水平力は、低加速度で生じる遠心力とし、高加速度で生じる水平力はブリッジプレートを介してアームに直接負担されるものである。

3. 実験概要

実験に用いた試料は、天塩川の下流で採取した泥炭（以下、天塩泥炭）と、稚内の一般国道40号沿いで採取した泥炭（以下、稚内泥炭）の2試料である。試料の基本物性を表-2に示すが、両試料とも物性値に大差が認められなかった。

実施した圧密試験は、遠心力載荷装置を用いた試験（以下、遠心力載荷）のほかに標準圧密試験（以下、段階載荷）、一荷重を一供試体に載荷する単一荷重圧密試験（以下、単一載荷）および供試体の径や高さを種種変化させて圧密試験が実施できる圧密試験機を用いた試験（以下、特殊載荷）を実施した。各圧密試験で用いた圧密圧力を表-3に示す。遠心力載荷では、この他に無載荷での自重圧密試験、およびソイルミキサで攪拌した試料を用いた再圧密試験（天塩泥炭のみ）を行っている。

遠心力載荷に用いた供試体は、現地より縦40cm、横60cm、高さ50cm程度の大きさをブロックサンプリングした試料を包丁を用いて縦20cm、横50cm、高さ10cmに形成し、遠心模型容器（縦20cm、横50cm、高さ30cm）に設置して作成した。段階載荷と単一載荷の供試体は、ポン抜き用のシンウォールチューブ（径75mm、高さ30cm）で採取した試料を切断して作成した。特殊載荷の供試体は、遠心力載荷の供試体作成時に残ったブロックサンプリング試料に、供試体リング（径15cm、高さ2.5cm、および径30cm、高さ5.0cm）を押し込み上下面

表-1 装置の性能諸元

遠心加速度	最大200 G
有効半径	2.5m
フレーム最高回転数	267r pm
最大搭載質量	300kg
電動機容量	132KW
プラットフォーム寸法	800mm × 800mm
動的加振装置	油圧式
試料容器	直方体1. 長さ50cm × 高さ50cm × 奥行20cm
	直方体2. // 50cm × // 30cm × // 20cm
	円筒 直径30cm × 高さ50cm
	加振用 長さ40cm × 高さ20cm × 奥行20cm
撮影装置	35mmカメラ、CCDカメラ、マイクロカメラ
計測システム	16ch
ロータリージョイント	3系統

表-2 試料の基本物性

土質試験	天塩泥炭	稚内泥炭
含水比 (%)	592.36	600.61
土粒子の密度 (g/cm)	1.516	1.552
強熱減量 (%)	92.77	92.18
湿潤密度 (g/cm)	0.974	0.972
pH	5.38	4.04

表-3 実施した圧密試験

試料名	載荷方法			
	段階載荷	単一載荷	特殊載荷	遠心力載荷
天塩泥炭	0.10~12.8 (8段階)	0.10, 0.30	0.10, 0.30 (単一載荷)	0.10
稚内泥炭	0.05~12.8 (9段階)	0.20, 0.40, 0.80	0.05~1.80 (6段階)	0.30

圧密圧力 単位 kgf/cm²

を包丁で切断して作成した。

遠心力載荷で用いた遠心力は重力場の50倍の50Gとし、これは供試体高さから換算すると実物の泥炭層厚5mに相当することになる。載荷方法は、供試体の上面中心（縦20cm,横20cmの平面上に載荷）に50G場で所定の荷重になるように、不織布で包んだ標準砂および鉛玉を載せた。測定は、レーザ型変位計を用いて、供試体上面2カ所（内1カ所は、載荷面中心）の沈下量を測定した。

4. 実験結果と考察

4-1. 自重圧密試験

軟弱地盤として扱われる泥炭層の湿潤単位体積重量 γ_t は一般に $1.0\text{tf}/\text{m}^3$ 程度であり、これは浮力を考慮すると自重は $0\text{tf}/\text{m}^3$ になる。したがって、泥炭層は自重圧密沈下が起こらないことが予想される。図-2および図-3に、各泥炭の自重圧密試験結果を示す。各泥炭とも1~2mm程度の沈下が生じており、自重による沈下が全く起こらない結果にはなっていない。これは、泥炭の土粒子の密度が $1.5\text{t}/\text{m}^3$ 程度であることから、これに遠心加速度が作用して生じたものと考えられる。

この沈下量は、実物の層厚に換算すると5~10cm程度である。実際の現場で問題になる泥炭層の沈下量が数10cmあるいは数mであることを考えると、この程度の沈下量はほとんど問題にならない。したがって、泥炭層の圧密沈下には、自重圧密沈下量を考慮しなくてもさほど問題はないと考えられる。

4-2. 攪拌泥炭の圧密試験

遠心模型実験では、軟弱粘土地盤を扱う場合に乾燥粘土を液性限界付近の含水比にして遠心加速度を加えて自重圧密させ、模型地盤を作成する。泥炭の遠心模型実験においても、このような模型地盤作成法が可能であれば便利である。そこで、載荷試験が終了した天塩泥炭を用いて攪拌泥炭の再圧密試験を実施した。

試験は、ソイルミキサで10分間程度攪拌した泥炭を3.5時間遠心加速度を加えて自重圧密した後、載荷試験で用いた圧密圧力と同一の $0.1\text{kgf}/\text{cm}^2$ の遠心力載荷を実施してその沈下量を攪拌前の泥炭と比較した。図-4は、その結果を示したものである。攪拌泥炭の沈下量は攪拌前の泥炭の沈下量の4倍以上の値になり、遠心力載荷2時間経過時の状態を見てもさらに沈下が進行する傾向にあることが分かる。

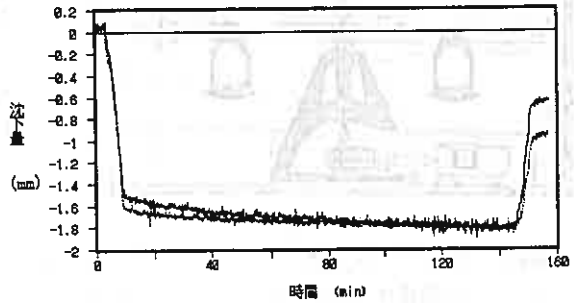


図-2 自重圧密沈下（天塩泥炭）

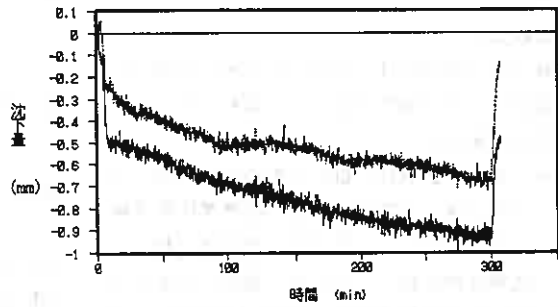


図-3 自重圧密沈下（稚内泥炭）

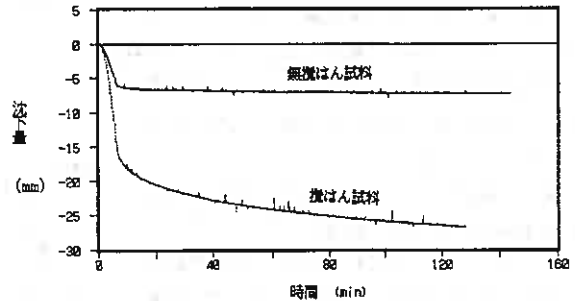


図-4 攪はん泥炭と無攪はん泥炭の時間沈下量の比較

したがって、泥炭を再圧密して模型地盤を作成しても、その泥炭の沈下挙動を再現することは不可能であることが明らかになった。

なお、試験後の試料を観察した結果、再圧密した泥炭は泥状となり、攪拌前に見られた植物繊維が絡み合った状態は全く確認されなかった。

4-3. 荷重圧密試験

泥炭の沈下実験を遠心力荷重装置で実施する場合の利点は、地盤内応力を実際の地盤と等しくできるとのほかに、模型実験であることから泥炭に含まれる植物繊維の絡み合いが沈下にどのように影響するのか、圧密速度に関する排水条件の違いがどう影響するのかなどの説明が期待される。

軟弱地盤の圧密沈下で問題になるのは、最終沈下量とその時間経緯（以下、時間圧密）である。ここでは、最終沈下量と時間圧密に分けて遠心力荷重と各種荷重試験結果を比較し考察する。

4-3-1. 最終沈下量

遠心力荷重の最終沈下量は、植物繊維の絡み合いによる荷重周辺の引張り抵抗が考慮されているので室内試験に比べて小さくなるのが予想される。ここでは、遠心力荷重の試験結果を用いて双曲線法で最終沈下量を求め、その沈下量に対する間隙比と各種室内試験の荷重24時間後の間隙比を比較した。図-5、6は、各泥炭の $e-\log p$ 曲線と遠心力荷重の結果を示したものである。この結果では、遠心力荷重の沈下は、予想に反して大きくなっていることになる。

能登は、ここでいう単一荷重の条件で実施した多くの試験データをもとに、初期含水比と圧密圧力から一次圧密領域の最終ひずみ量を求める計算式を提案⁷⁾している。一次圧密領域は荷重後24時間以内にあることが示されていることから、遠心力荷重の測定最終ひずみ量にほぼ等しいと考えられる。図-7、8は、能登の式による推定値と単一荷重および遠心力荷重の試験結果を比較したものである。稚内泥炭では、圧密圧力 0.3 kgf/cm^2 で両荷重試験結果とも推定値より小さい値になっているが、そのほかの圧密圧力では遠心力荷重のひずみと推定値はよい一致がみられる。

遠心力荷重で用いた初期間隙比は、基本物性値

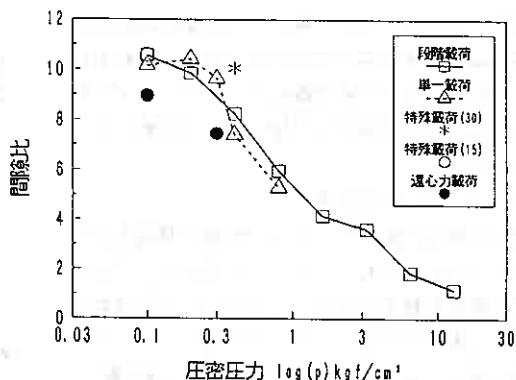


図-5 e-log p 曲線 (天塩泥炭)

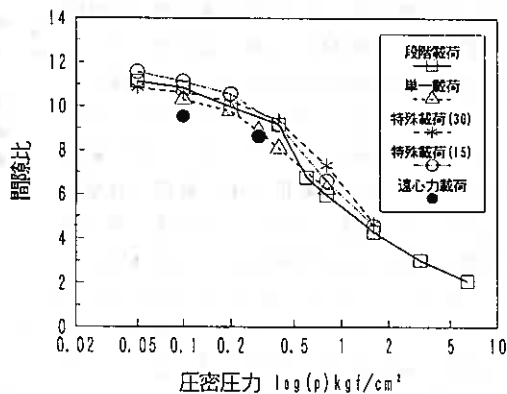


図-6 e-log p 曲線 (稚内泥炭)

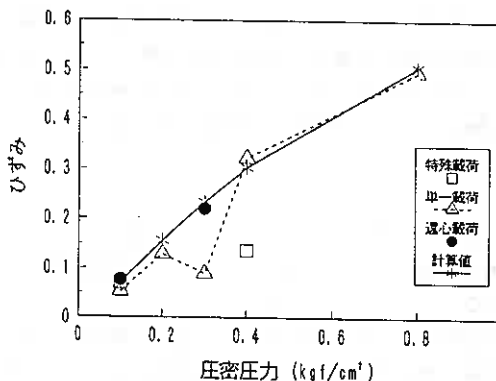


図-7 圧密圧力とひずみ (天塩泥炭)

より求めた値であるが、他の載荷試験の初期間隙比に比べて小さい値になっていたことから、間隙比の精度に問題があったと思われる。したがって、本試験結果では、遠心力載荷が他の載荷試験や推定値と同ひずみになっていることから、当初予想した泥炭に含まれる植物繊維の絡み合いによる引張抵抗は、泥炭の最終沈下量にあまり影響しないと判断される。

4-3-2. 時間圧密

泥炭の時間圧密については、理論計算値と合わないことが指摘されている。この原因としては、時間圧密沈下量を求めるときに用いる圧密係数の予測値と実測値の違い⁸⁾や、圧密沈下に伴い圧密係数が変化すること、水平方向の排水の影響¹⁰⁾などが考えられる。これらの原因のうち、水平方向の排水の影響を除くと、時間圧密が理論計算値と合う場合には、層厚 H の2乗に比例することになる。図-9は、最終ひずみが単一載荷と遠心力載荷ではほぼ等しくなった天塩泥炭圧密圧力 0.1kgf/cm^2 の時間圧密を比較したものである。単一載荷の圧密時間は、遠心力載荷と単一載荷の層厚比 $(10/2.5=4)$ の2乗倍(16倍)している。単一載荷の時間圧密は、遠心力載荷に比べて全体的にお

そい沈下を示しているが、曲線形状は相似したものになっている。単一載荷がおそい沈下を示した原因には、水平方向の排水が影響したとも考えられるが、最終ひずみにも差がみられたことから一概には判断できない。今回の試験の測定精度上の誤差も考えると、この点についてはさらに検討を要すると思われる。

また、同図には、能登が提案している泥炭の時間圧密推定式⁷⁾も示した。推定値も単一載荷と同様に、遠心力載荷に比べておそい沈下を示している。能登の推定式が、実現場の時間圧密の実測値をもとに提案されていることを考えると、遠心力載荷の時間圧密は、実現場よりもはやい沈下を示していることになる。今後、実現場の実測値と遠心力載荷の時間圧密を比較して検討する必要がある。

なお、遠心加速度が $50G$ に達するまでの時間については、単一載荷と能登の推定式の時間圧密を漸増載荷の近似図解法の考え方を適用して補正している。

5. まとめ

以上をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 泥炭は自重圧密沈下を生じるが、その沈下量は微少であり実際の沈下計算にはそれほど影響しないものと考えられる。
- 2) 攪拌泥炭の沈下は、攪拌前のもものより4倍以上大きく、またその沈下はさらに進行する傾向を示したことから、泥炭の模型地盤として攪拌泥炭を用いることはできない。
- 3) 泥炭の最終沈下量は、遠心力載荷と単一載荷、および能登の推定式ともよく一致したことから、当初予想し

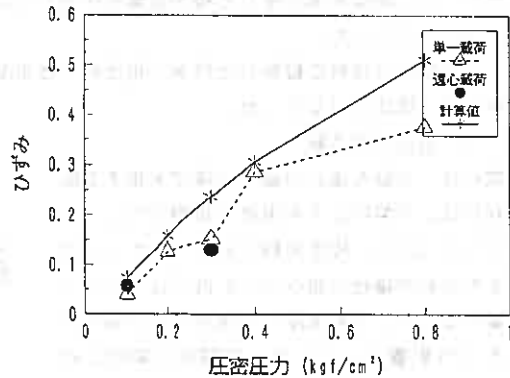


図-8 圧密圧力とひずみ (椎内泥炭)

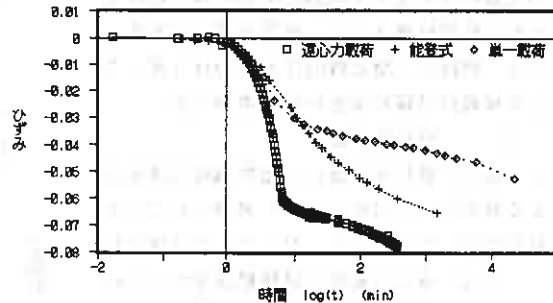


図-9 時間圧密

天塩泥炭 (0.1kgf/cm^2)

た泥炭に含まれる植物繊維の絡み合いによる影響はそれほどない。

4) 泥炭の時間圧密については、層厚の2乗則が成り立つように思われるが、今回の試験上の精度を考えるとさらに検討を要すると考える。

上記のことから泥炭の遠心模型実験の有効性についてみると、自重圧密沈下が問題にならないことから遠心模型実験の最大の利点である地盤内応力の再現が有利に働かない。また、植物繊維の絡み合いの影響がないことや層厚の2乗則が成り立つとすると、泥炭の圧密沈下実験とした遠心模型実験の有効性はかなり薄れると考えられる。

6. あとがき

今回の試験は、本装置が導入されて最初に実施したものであり、装置の試運転も兼ねて行ったものである。したがって、実験手法や測定精度に問題があり、泥炭の遠心模型実験の有効性について結論できるまでには至っていない。現在、装置の改良や設備の増強などを行っているところであり、今後さらに試験を実施して検討する所存である。本装置は、北海道で最初に導入されたものであり、今後土質基礎に関する研究に多に利用されることが期待される。

なお、本報文を作成するにあたり、当研究所 能登繁幸構造部長には貴重なご助言をいただいた。ここに記して謝意を表します。また、装置の導入では多くの関係者にご協力いただいた。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 寺師昌明：遠心力載荷試験手法とその適用例，昭和60年度港湾技術研究所講演会講演集，PP128～136，1985.12.
- 2) 日下部祐基，西川純一，中橋貞夫：摩擦杭基礎の鉛直支持力評価に関する研究，開発土木研究所報告，第98号，PP25～72，1993.2.
- 3) 桑島正樹，西川純一，野並光昭，日下部祐基：アンカーの周面摩擦抵抗に関する研究，土木学会第49回年次学術講演会第Ⅲ部門，PP760～761，1994.9.
- 4) 三笠正人，高田直俊，岸本好弘：遠心力装置による自重圧密実験（第一報），第20回土木学会年次学術講演会Ⅲ-25，PP25-1～25-2，1965.5.
- 5) 寺師昌明，北詰昌樹，栗波啓治：粘性土地盤の盛土時の挙動，土質工学会第20回土質工学研究発表会，PP1333～1334，1985.6.
- 6) 能登繁幸，日下部祐基：遠心力載荷装置，コンサルタンツ北海道，第74号，1994.10.
- 7) 能登繁幸：修正された泥炭性軟弱地盤の沈下予測式，開発土木研究所月報No.446，PP2～9，1990.7.
- 8) 及川洋，石田昌達，一丸克彦：泥炭の圧密係数に関する実験的考察，土木学会東北支部技術講演概要，1988.
- 9) 星谷勝，畠山憲二郎，須藤敦史：泥炭性軟弱地盤の沈下予測解析，高有機質土地盤の諸問題に関するシンポジウム発表論文集：PP199～206，1993.11.
- 10) 日下部祐基，能登繁幸，林宏親：泥炭の圧密沈下機構に関する研究，同上，PP147～154，1993.11.

札幌市の表層地盤と沖積層の構造

北海道大学 理学部 加藤 誠
 北海道土質コンサルタント株式会社 ○正会員 ニツ川健二
 正会員 菊池 純
 正会員 松本 和正

1. まえがき

平成6年に筆者らは札幌表層地盤図を刊行した。札幌表層地盤図は、主に札幌市の市街化区域を対象として、約7,100本のボーリング資料を解析し、地表面から深さ2mの位置の土質分類を表示したものである。

札幌を中心とする道央地域において、ボーリング資料を用いて地盤図を作ろうとする先達の成果は、真井(1962)の試みに始まり、札幌周辺地質図(湊ほか, 1968)、北海道水理地質図幅札幌(山口ほか, 1964)、札幌地盤地質図(小山内ほか, 1974)、札幌及び周辺部地盤地質図(村瀬ほか, 1991)がある。

既往の成果と比べて札幌表層地盤図の特徴は、多数のボーリング資料を用い、2m深の土質分類を忠実に行った点にある。基本図は1万分の1の精度で検討し、これを2.5万分の1の表層地盤図として編集した。平面的な精度は十分に高いが、今後断面解析や地史的な検討を深める必要があり、その意味ではいまだ初步的な成果である。

本報告書では札幌北部低地を例として、地盤断面と土層の堆積年代について考察し、沖積層の構造について検討した結果を報告する。

2. 札幌の表層地盤と地形分類

表層地盤図の作成にあたっては、札幌市2,500分の1現状図(南北1.5km, 東西2km)を1単位とし、単位当たり平均3本、合計約450本の表層断面解析を行った。

断面解析で特に重視した点は地形解析であり、微地形や河川営力と地質・土質分布との相関を検討した。表層地盤の性質を考慮した札幌の地形分類を、表-1、図-1に示すが、一般の地形区分と比べて次の特徴がある。

この地形分類では土の工学的特性を優先的な指標としている。例えば扇状地は沖積平野または沖積低地の一部に含まれるが(滝口, 1984)、札幌地区では扇状地が一つの重要な地形单元であり、いわゆる北部低地(小山内ほか, 1974)の軟弱地盤地帯とは工学的に極立った対比をなすので、ここでは沖積低地に対比して扇状地を区分した。また沖積低地も狭義の意味で用いており、氾濫原地帯(滝口, 1984)、三角洲(村瀬ほか, 1991)などに対応する軟弱地盤地帯を指している。

大分類	中分類	固有地形名称
沖積低地	後沖積地	北部低地
	自然堤防 谷蔵低地 親川(保)川河通	伏魔川自然堤防
沖積平野	扇状地	豊平川扇状地(札幌扇状地)
		定山寺川扇状地 琴似川扇状地(円山扇状地) 幌川扇状地 星置川扇状地
海岸平野	砂州 浜堤列 砂丘	石狩砂丘
		花咲低地帯 紅藻山砂丘
古地・丘陵地	河岸段丘 火山灰台地 東部丘陵	平野面扇状地、豊平川中流段丘
		月寒火山灰台地 樺別火山灰台地 野幌丘陵、月寒台地
山地	西部山地 尾根	手稲山麓堆積
		藻岩山麓堆積(藻岩段丘) 宮の森地区丘陵(琴似川扇状地)

表-1 札幌表層地盤図地形分類表

Subsurface geology and sedimentary structure of Alluvium in Sapporo city;
 Makoto Kato (Hokkaido University), Kenji Futatsukawa, Jun Kikuchi, Kazumasa Matsumoto (Hokkaido Dositu Consultant Co., Ltd.)

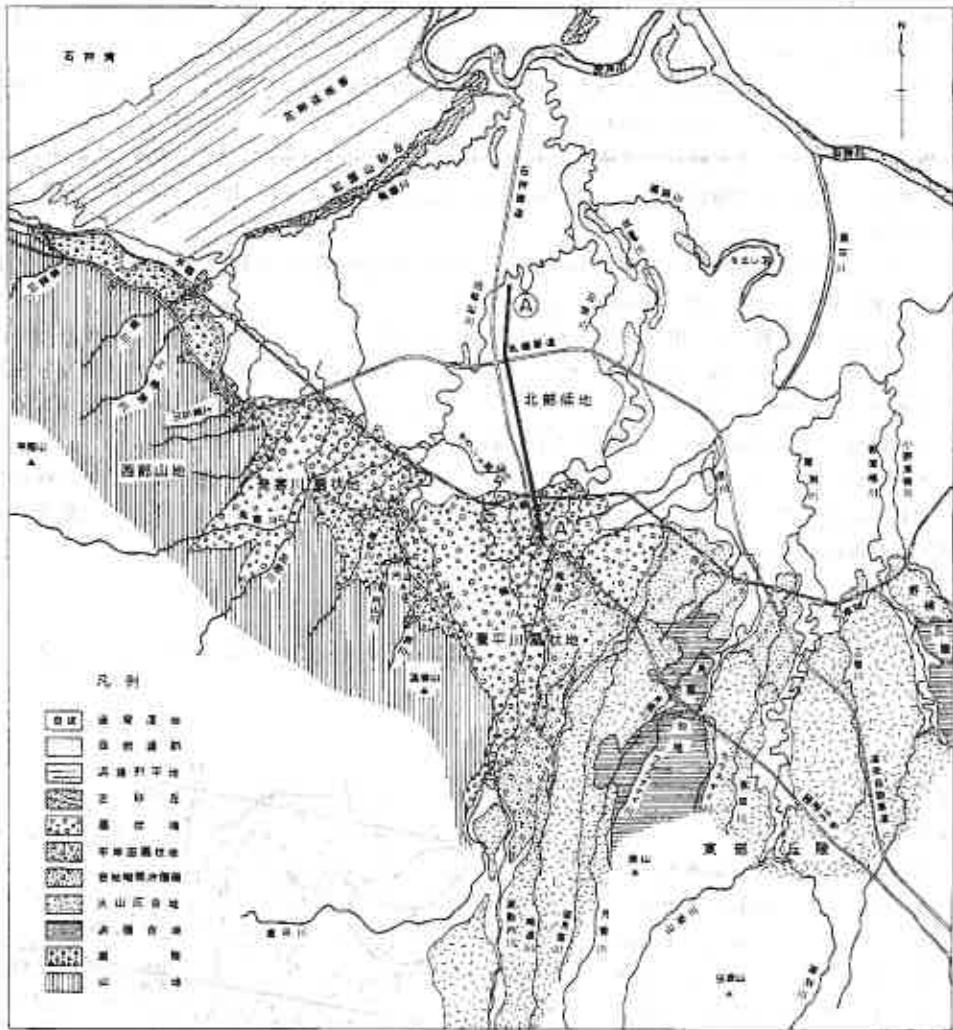


図-1 札幌の地形分類図

0 5 10km

山麓に発達する崖錐地形については、扇状地や河岸段丘とする説もあるが（小山内ほか，1956；山口ほか1965）、その後の研究は進んでいない。崖錐地形は大きく三つの地区に分けられる。藻岩山麓崖錐は小山内ほか（1956）が標高80～100 mの平坦面（実際には緩傾斜面）を藻岩段丘礫層として区分したものであり、手稲山麓崖錐も同様に段丘地形である可能性が指摘されてきた。また宮の森地区崖錐は円山扇状地（小山内ほか，1956）または琴似川扇状地（小山内ほか，1974）とされてきた地形であるが、この区域には礫層があまり分布しないため図-1では崖錐地形に分類した。

例えば、宮の森地区の地盤は崖錐性のシルトや粘土分が多量に混じった礫で構成され、扇状地性の礫層を欠く。札幌西高校から山の手線より北側では表層に沖積低地の粘土が分布し、下部は豊平川扇状地に連なる

砂礫が分布するが、南側の宮の森地区の崖線地形ではこの礫層も欠如する。琴似川と豊平川の扇状地に挟まれた宮の森地区は、新第三紀の凝灰岩系の風化礫又は風化粘土が深くまで続いて、はっきりとした支持層が見られないという点で、札幌地区でも特異な地域である。扇状地の陰に隠れて古くから河成の堆積作用が少なかったことが原因していると思われる。

また札幌市の東部には、支笏軽石流堆積物でおおわれた火山灰台地が発達するが、その北端に当たる白石地区には台地より一段低い堆積面がある。この面は主に火山灰の二次堆積物が分布するため、台地端部の沖積錐として区分した。

図-1には 2.5万分の1地形図や古地図から読みとった旧河道を復原してあるが、地形・地質を考慮に入れてこれらの水系を区分すると次の3系統になる。

厚別川水系には、野津幌川・月寒川・望月寒川・精進川があり、主として火山灰台地・洪積台地を流下して旧豊平川に合流する。火山灰台地の侵食地形、厚別地区の埋積谷、白石地区の沖積錐地形などを形成する。豊平川水系には、琴似川・界川・山元川・サクシュ琴似川・伏竜川がある。豊平川扇状地を形成するとともに、北部低地では旧琴似川と伏竜川で囲まれる範囲に自然堤防地形を形成している。

発寒川水系には中の川・三橋別川・上富丘川・軽川がある。琴似から手稲地区の崖線地形の縁辺を北流し、現在は新川に合流するが、明治19年(1887)までは紅葉山砂丘の内縁に沿って西側に流路をとっていた。発寒川は北部低地と海岸平野地形の境界をなす河川である。

3. 豊平川扇状地

札幌市は豊平川扇状地の上に発達した都市であり、扇状地の扇央と都市の中心部が一致している。扇央部の地盤図区画を図-2に示すが、この区画は表層断面解析の単位とした2,500分の1現況図の1区画に相当する。この区画ではボーリング資料数が多いので10本の断面解析を行っている。

扇央から扇端にかけては扇端湧水が見られ、図中の北海道庁の池も扇端湧水のうち上流部の泉の一つである。北大植物園・知事公館・北大中央ローン・苗穂地区など近年まで湧水を続けていた箇所を含め、開拓初期の札幌では13箇所もの顕著な湧水があったといわれている。このような湧水は扇状地内でも旧河道に沿って透水性の良い部分に生じ易い。古地図から旧河道を読み取ると、図-2の区画は扇央部の凹地であり、豊々川から分流して札幌駅前通と石山通に分かれた二つの川筋が再び合流して北大内のサクシュ琴似川へ流下する河道が確認できる。これらの河道は沢状凹地を形成し、薄い粘土・シルト層の分布域となっている。豊平川や発寒川扇状面の微地形から旧河道を追うと、必ずこのような粘土や砂な

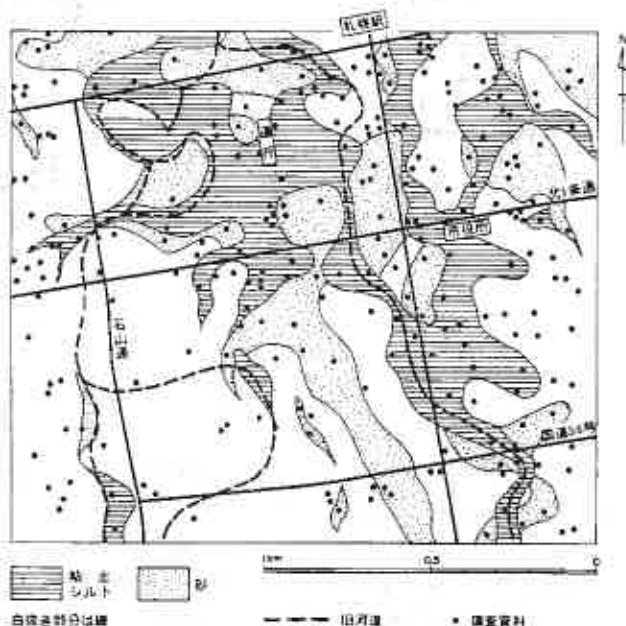


図-2 豊平川扇状地上の旧河道と細粒土分布

ど細粒土の帯状の分布が幾筋も見られる。

豊平川の旧河道は界川・山元川など西側扇端部にも見られるが、微地形の顕在度は扇中央部のものほど明瞭ではない。また扇中央部の旧河道では凹地を掘り込んだあとに細粒土が埋まるが、苗穂地区のサッポロビール工場など扇端部では、逆に周囲に礫をはき出している。ただし扇端部の礫層自体は薄くなり、数枚の層に分かれている場合が多い。このような地点は最も湧水量が多く、下部礫層からの自噴水は清澄な湧泉であったと思われる。

4. 北部低地の自然堤防砂層と泥炭の分布

北部低地の伏竜川沿いに一条の自然堤防が連なっている。この川筋には砂・シルトが連続して分布するとともに地形的にも明らかに周囲より2～3m高い微高地を形成している。この微高地に沿って、札幌ではめずらしく屈曲した線形を持つ道々伏戸札幌線（元村街道）がつづき、街道上に元村・伏古・丘珠・篠路・伏戸といった札幌開拓初期からの集落がある。生活史の長い本州の沖積平野では自然堤防沿いに村落の発達史が見られるが、生活史の短い札幌周辺では、この伏竜川沿いの自然堤防のみが開拓期以前からの生活史を伝える地形である。

伏竜川は明治前期まで伏戸札幌川と称された広大な河川跡である。伏戸札幌川とはアイヌ語で「古いサッポロ川」を意味し、元来はサッポロ川と呼ばれていた。札幌の語源は現在の伏竜川が伏戸川（旧石狩川）に注ぐ川口にあった「サッポロプト」(sat-poro-puto, 乾く・大きい・川口)にあると見なすのが一般的である（山田, 1984）。伏竜川は1801年かまたは1802年まで、豊平川の前身として広大な扇状地と自然堤防を形成した中央河川なのである（札幌市, 1989）。

札幌市北部低地における砂層と泥炭層の分布を示すと図-3であり、泥炭層の直下に堆積する砂層が広がりを見せている。砂層は東

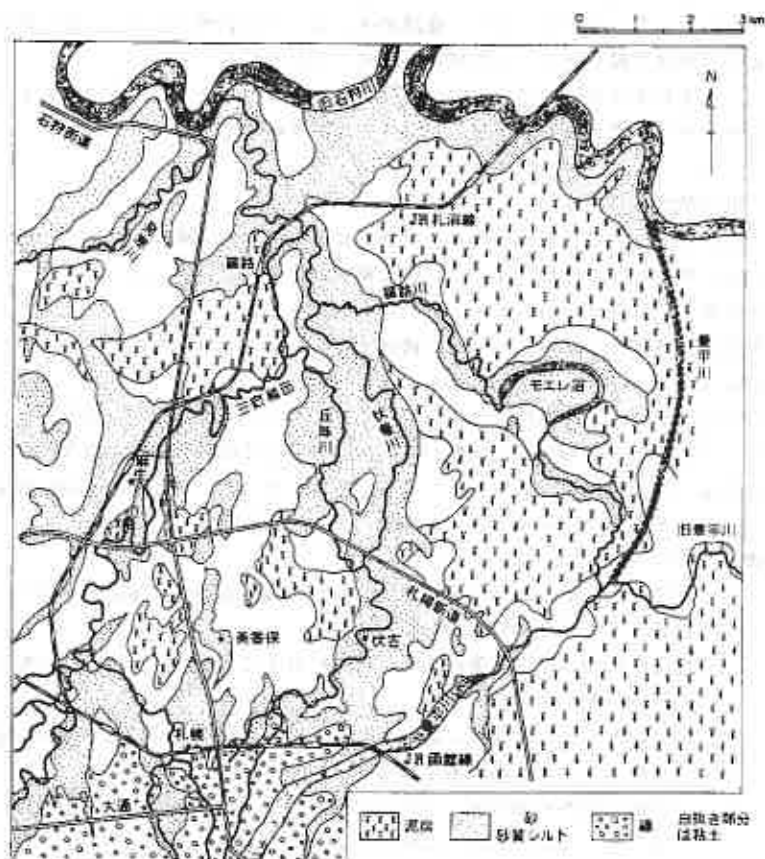


図-3 札幌北部低地の表層地盤

の伏竜川と西の旧琴似川に沿ってよく発達し、中間の美香保地区にも連続した分布がみられるほか、モエレ沼沿いのものもある。なかでも伏竜川沿いの自然堤防を形成する砂層が最も広く見事な分布を示す。

美香保地区の創成川から東8丁目にかけて、南北方向にゆるやかな地形の高まりがみられる。西側の旧琴似川沿いの地形の高まりとの間に挟まれて、西4丁目から創成川の間は逆にゆるい凹地形をなす。これらの微地形は埋没した自然堤防と後背湿地に対応しており、凸部には砂、凹部には泥炭が分布する。

麻生・新琴似地区でも美香保地区の地形的特徴が続いている。すなわちこの地区でも南北方向に2条のゆるやかな凹地が続き、低い部分には粘土が分布する。麻生地区の特徴は旧琴似川の河道と自然堤防地形が美香保地区の場合より顕在化している点にある。この旧河道は界川付近に発し、豊平川扇状地の西縁を通過して琴似川と合流し、北大裏・創成川処理場を経て、篠路で伏竜川と合流する旧琴似川水系である。豊平川の営力が及ぶ西縁を限っていると見なしてよい。扇状地上で見ると最も古い河道であるが、低地部ではサクシュ琴似川など扇端部流出河川が合流しているため、堆積作用は比較的新らしい時期まで続いたようである。この河川の影響で麻生・新琴似地区の地下には比較的締まった砂層が厚く堆積しており、北部低地の中では特異な砂地盤を形成している。

伏古地区の自然堤防地形に対して、西側に接する元町地区ははっきりと凹地形を示し、後背湿地性の泥炭や粘土が分布する。図-3に示すように伏竜川自然堤防の砂やシルトは、元町地区の後背湿地性の粘土や泥炭を明らかに覆っている。また、篠路地区においては表層泥炭をすら覆う箇所もあり、伏竜川の自然堤防砂層は北部低地で最も新しい堆積物であることがわかる。

以上を要約すると、伏竜川と旧琴似川で囲まれる範囲は、豊平川の営力が主に作用した範囲と思われ、砂層はその分布形態からして旧豊平川の自然堤防堆積物である。

5. 北部低地の地盤断面

以上のような表層地盤が形成された経緯は、地下の断面解析と地史的な検討の結果から明らかになる。豊平川扇状地から北部低地にかけての断面解析結果を、図-4（図-1のA-A'断面）に模式的に示し、既往の堆積年代に関する資料と対比した結果を以下にまとめる。

軟弱な沖積層（A₂）と扇状地性礫層（A₁）とは土質が明瞭に異なるほか、中間に連続性の良い腐植土を挟んでおり、埋没した扇状地面を正確に追うことができる。またA₁と洪積層（D₁）の間には、資料は少ないが支笏軽石流堆積物（Spfl）が分布しており、二次堆積物も含めるとその連続性はかなり広いと思われる。山口ほか（1965）は支笏軽石流堆積物の混じる砂礫層は30m以浅であるとし、扇端部では深さ45mから泥炭混じりシルトに変わるとしている。松下ほか（1972）は火山灰の分布深度を-30mとまとめているので、図-4と幾らかの深度の差はあるが、大局的に見て標高-20~-25mより上部が支笏期以後の扇状地性の礫層とみなせる。

- ① 支笏軽石流噴出時（約32,000年前）の札幌付近の地形面はほぼ水平であり、現在の扇状地付近では礫質土、北部で砂質土が卓越している。
- ② 埋没扇状地面は北24条から札幌新道付近まで広がり、その平均勾配は7/1,000と、現在の扇状地面と同一勾配が続いている。
- ③ JR線から北15条付近には、新期の河道と思われる沖積層の礫層の張出しがある。苗穂地区の自噴泉を伴うものはこの礫層である。
- ④ 同時期に北から海成砂（-5~-10mの貝がら混じり砂）が侵入し、その前縁は札幌新道付近に達する。高木ほか（1990）は同水準の貝化石の分析から、潮間帯から上部浅海帯の砂層であることを明らかにし、¹⁴C年代で約7,500年前の値を得ている。この海成砂は約9,000~6,800年前、急激な海進に伴って海岸線が内陸部に侵入した時期の堆積物としている。

以上の特徴から、豊平川扇状地が地形的に完成したのは3万~1万年前で、その広がりには札幌新道付近ま

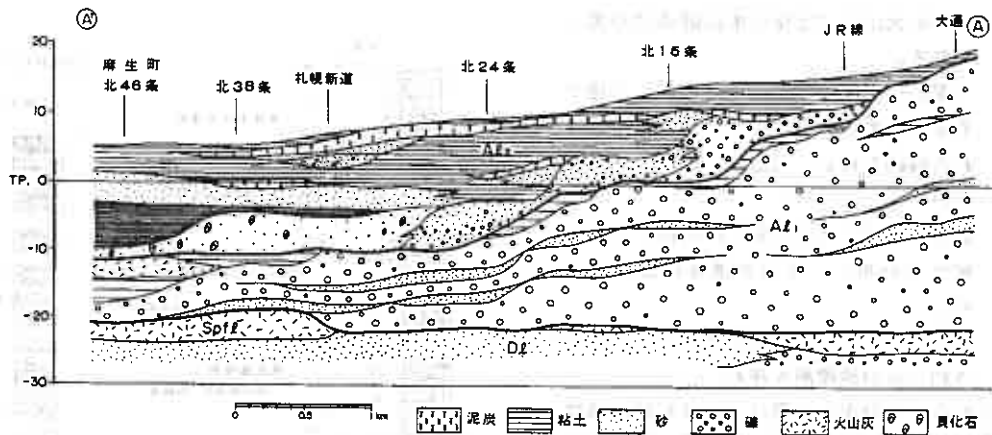


図-4 札幌北部低地の模式地盤断面図

であったと推定される。完新世にかけての海進により、扇状地の堆積作用は現在の扇端部付近の氾濫原地形に歪小化される一方、古石狩湾の汀線は旧扇状地の扇端まで迫り、一時停滞した時期があると思われる。

図-4に示す下部粘土（-5m付近に分布し北方で厚くなる）は北部低地の全域に分布する。図-3で北部低地の篠路・稲積・中沼地区などは比較的砂層が広がっているようにみえるが、これらの砂層の厚さは2~3mしかなく、その下部は深さ20~25mまで軟弱な粘土が続いており、地盤条件は決して良くはない。中でも篠路地区・稲積地区の粘土が最も厚くかつ強度も小さい。この粘土は特徴的な黒色を呈しカキ貝が混じるなど、静かな内湾性の還元環境に堆積した海成粘土の特徴を示す。

この海成粘土を海岸側に追うと紅葉山砂丘の下で松下（1979）の上部西浜層に連なり、松下は上部西浜層の下限に $10,590 \pm 440 \text{y} \cdot \text{B} \cdot \text{P}$ の ^{14}C 年代値を報告している。この時期は完新世の始まりを示す小規模な海退期に対応しており、海成粘土はこれに続く10,000~7,000年前、プレボレアル期（湊、1974）の海進に伴って古石狩湾を埋めた底置層と思われる。

6. 代表地点でのボーリング調査

北部低地の土層の堆積過程を確認するため、北46条東1丁目（図-4の麻生町）において深さ70mのボーリング調査を行った。調査結果を図-5にまとめ、ここでは層相変化から推定される特徴を述べる。

-23mより下位の堆積物は浅海性の細砂を主体とし、下から粘土・細砂・粘土・腐植土という順で繰り返す厚さ約15mの堆積相が、-70mまで3サイクル見られる。深部まで調べた既往の資料と対比すると、この土層は洪積層に相当する。

-10~-12mに分布する砂層が、先述の7,500年前後に堆積した海成砂であり、その上部のN \approx 1~2の粘土が海成粘土に相当する。-3mより上部の土層は、ここでは泥炭を欠如するが、図-3に示す北部低地の表層地盤を形成した氾濫原堆積物と後背湿地堆積物である。

この間-12m~-23mの土層は、2つの陸成堆積物として区分したが、両者に次の特徴がある。

- ① 上下2層の火山灰層とも、葉理が発達し分級作用が認められること、腐植土の薄いバンドを挟むことなどから火山灰の二次堆積物と思われる。
- ② 両者とも軽石は円摩されているが、支笏軽石流堆積物に特有な錦糸状で発泡の良い軽石を含む。

- ③ 下部の火山灰には炭化木の破砕片が多く混じる。
- ④ 下部の火山灰は-23.6mで旧表土と接するが、旧表土の上部は葉片が押しつぶされた痕跡を有し、火山灰には焼かれていない。
- ⑤ 両者とも最上部に、陸化の特徴である腐植土が分布し、草根の遺体が確認できる。
- ⑥ 中間に豊平川扇状地の堆積物と連なる厚さ約3mの砂礫層を挟む。

以上から2枚の火山灰層は支笏軽石流堆積物の二次堆積物と推定される。特に下部の火山灰は旧表土を焼くような熱を帯びてはいないので、上流域で火山灰流下時に焼かれた炭化木の破片が混じることから、軽石流の流下と極めて近い時期に堆積したと思われる。扇状地性の砂礫層は、2枚の火山灰二次堆積物が堆積する時期の中間で、豊平川の氾濫によって形成されたものである。

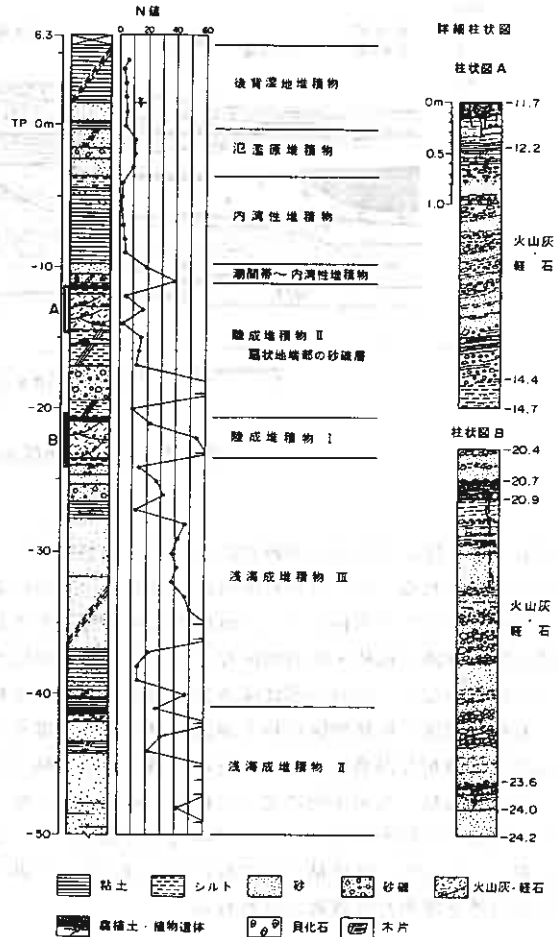
7. 沖積層の時代区分

1973年にパリで開かれた第9回国際第四紀研究連合（INQUA）大会において、採択された勧告に従えば、完新世の始まりは14C年代で10,000年前とされる。一方、沖積層は「現在の水系にそう作用で堆積した泥・砂・礫・泥炭など」と定義され（地学辞典、平凡社）、日本の海岸平野ではウルム氷期末期に海面が最も低下した時（30,000～20,000年前）の谷底を基底とし、これを埋積した堆積物を言う。従って沖積層の下限と、完新世に堆積した完新統の下限とは一致しない。

札幌北部低地における地盤構造と、土層の堆積時代について要約すると次のとおりである。

完新世	{ <table border="0"> <tr> <td>6,000 年前以降</td> <td>自然堤防と後背湿地性泥炭層の形成</td> <td rowspan="3">} 沖積層</td> </tr> <tr> <td>7,000 年前後</td> <td>古石狩湾の形成と潮間帯の海成砂の堆積</td> </tr> <tr> <td>10,000～7,000 年前</td> <td>厚い海成粘土の堆積</td> </tr> </table>	6,000 年前以降	自然堤防と後背湿地性泥炭層の形成	} 沖積層	7,000 年前後	古石狩湾の形成と潮間帯の海成砂の堆積	10,000～7,000 年前	厚い海成粘土の堆積	{ <table border="0"> <tr> <td>30,000～10,000年前</td> <td>豊平川扇状地に連なる砂礫層の堆積</td> </tr> <tr> <td>32,000年前</td> <td>支笏軽石流堆積物の流下（42,000年前とする資料もある）</td> </tr> <tr> <td>以前</td> <td>厚い浅海性堆積物の繰り返し堆積</td> </tr> </table>	30,000～10,000年前	豊平川扇状地に連なる砂礫層の堆積	32,000年前	支笏軽石流堆積物の流下（42,000年前とする資料もある）	以前	厚い浅海性堆積物の繰り返し堆積
		6,000 年前以降	自然堤防と後背湿地性泥炭層の形成		} 沖積層										
		7,000 年前後	古石狩湾の形成と潮間帯の海成砂の堆積												
10,000～7,000 年前	厚い海成粘土の堆積														
30,000～10,000年前	豊平川扇状地に連なる砂礫層の堆積														
32,000年前	支笏軽石流堆積物の流下（42,000年前とする資料もある）														
以前	厚い浅海性堆積物の繰り返し堆積														

北部低地の例で言えば、沖積層は豊平川扇状地堆積物を基底とするこれより上位の土層であり、完新統と言えば10,000年前の海成粘土の堆積を始まりとしてこれより上位の土層となる。工学的な意味での沖積層は



詳細柱状図の火山灰と軽石は、砂・砂礫の記号で表示した。

図-5 麻生町の地盤柱状図

前者であるが、実際に軟弱地盤として問題になるのは完新統である。今後、完新統の構造を詳しく検討することが、工学的にも重要な課題である。

8. むすび

札幌表層地盤図は、10,000分の1の精度を有しているので、次のような仕事の基礎資料となる。

- ① 地下水涵養を目的とした雨水枡の自然浸透計画
- ② 浅部の地盤を対象とした液状化マップの作成
- ③ 地中埋設管の敷設や施工時仮設計画の概要検討
- ④ 地中埋設管の腐食性と土質に関する検討資料
- ⑤ 住宅団地、工業団地の立地条件に関する基礎資料
- ⑥ 総合的な都市計画を検討する上での基礎資料

このうちのいくつかの仕事は実際に稼働しているが、⑤、⑥などの総合的な課題に応える資料としては、公的機関で検討したより精度の高い地盤図が必要となろう。その中核として、土質工学会で計画を進めている「北海道地盤情報のデータベース化」の事業が期待される。

さらに地盤図の精度を高める課題として、北部低地の例を示したが、次の検討が必要である。

- ① 地盤断面を検討し、沖積層の構造を明らかにする
- ② 代表地点を選定し、新たに調査ボーリングを実施する
- ③ 鉱物分析、花粉分析、年代測定など地質学的手法を用い、地史の検討を行う

建設事業の総合的な課題に応えるには、上記のような精度で検討された地盤図が既往資料として準備されている必要がある。地質調査の業務を進めるにあたって、それらの資料をもととして、個別の目的に合った詳細な調査を立案することが要請されている。

(引用文献)

- 松下勝秀・小山内熙・藤田郁男(1972) 札幌-苫小牧低地帯および周辺山地の形成過程. 地質学論集, 7, 13-26.
- (1979) 石狩海岸平野における埋没地形と上部更新~完新統について. 第四紀研究, 18, 69-78.
- 村瀬正・羽坂俊一・池田国昭・山口昇一(1991) 札幌及び周辺部地盤地質図説明書. 地質調査所.
- 湊正雄(1974) 日本の第四系. 築地書館, 東京.
- 小山内熙・杉本良也・北川芳男(1956) 5万分の1地質図幅「札幌」及び同説明書. 北海道立地下資源調査所.
- ・松下勝秀・山口久之助(1974) 札幌地盤地質図. 北海道立地下資源調査所.
- 大嶋和雄(1969) 紅葉山砂丘形成についての一考察. 調査報告会講演要旨集, 20, 地質調査所
- 札幌市(1989) 新札幌市史, 第一巻.
- 高木俊男・赤松守雄・高橋輝明(1990) 北部石狩低地帯の完新世自然貝殻層と古環境. 北海道開拓記念館研究年報, 18, 1-17.
- 滝口志郎(1984) 建設計画と地形・地質. 土質工学会編, 38-52.
- 山田秀三(1984) 北海道の地名. 北海道新聞社, 17.
- 山口久之助・ほか(1964) 北海道水理地質図幅説明書「札幌」. 北海道立地下資源調査所.
- ・ほか(1965) 同上別冊「札幌周辺の地盤と地下水」. 北海道立地下資源調査所.

ボックスカルバート上の道路凍上現象

北海道開発コンサルタント㈱ ○正員 林 啓二
北海道開発コンサルタント㈱ 正員 本間 公康
北海道開発局稚内開発建設部 櫻庭 満
北見工業大学 正員 鈴木 輝之

1 まえがき

寒冷地における道路凍上については、久保ら¹⁾によって舗装構造での置換え深さの基準として「理論最大凍結深さ」の概念が導入されており、これに基づき各地域での置換え厚が決められている。ここでは、道路盛土内にボックスカルバート等の空洞部を設けた場合、冬期間そこから寒気が盛土内に広がり道路の凍上をひき起こした現場の測定結果を報告するものである。図-1に調査位置図を示すが、調査地点は稚内市から南へ5km程の更喜苫内、国道40号KP=240.1km付近に位置する。当地区は軟弱地盤であることより、路体の沈下による沈下差も考えられたが、持上りが冬期間に限定されていることより凍上現象によるものと判断し測定を実施した。



図-1 調査位置図

2 測定内容とその目的(図-2参照)

(1) 路面の縦断方向の凍上量

車道部センターからL側、R側ともに3.0mの縦断方向で、その測定点はカルバート中心軸とその前後に9点ずつ設定した。測定はレベル計測とし路面の凍上量の縦断方向の凍上量及びその経時変化を把握するために実施した。

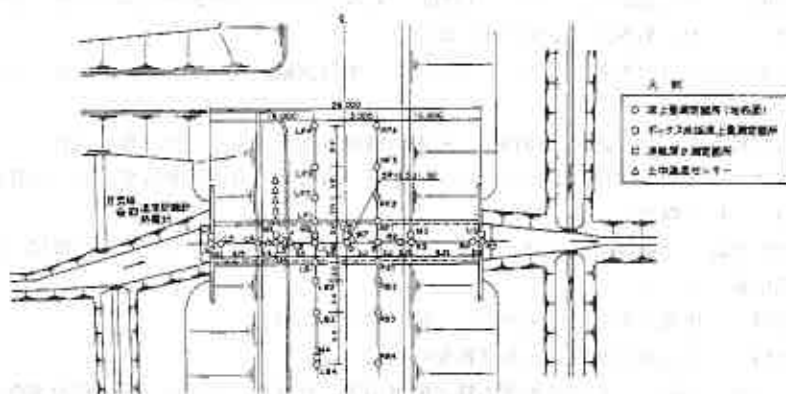


図-2 計器設置平面図

Road Frost Heaving on Box Culvert.

Keiji Hayashi, Hiroyasu Honma (Hokkaido Engineering Consultant Co., Ltd), Mitsuru Sakuraba (Hokkaido Development Bureau), Teruyuki Suzuki (Kitami Institute of Technology)

(2) 路面の横断方向の凍上量

カルバート中心軸上の路面、法肩及び法尻等に13点測定点を設定した。この測定もレベルによって行い、カルバート中心軸上の凍上量及びその経時変化を把握するために実施した。

(3) 凍結深さ

凍結深さは、カルバート中心軸上に3点（歩道、車道、法肩）とカルバートの影響を受けない一般部の計4点で計測した。測定はメチレンブルー凍結深度計を用い、その読み値とその外管の凍上量を考慮して凍結深さを求めた。

(4) 土中温度分布

土中温度は歩道部に図-3に示すようにT熱電対を配置した。熱電対は、カルバート上に3点、カルバート背面に25点の計28点設置し、カルバート内からの寒気の進入による土中温度分布の経時変化を測定した。

(5) 外気温、カルバート内気温

これらについてもT熱電対により、各1点ずつ配置した。外気温は現地の気温の推移とともに凍結指数を求める。また、カルバート内気温については、その推移と外気温との比較をした。

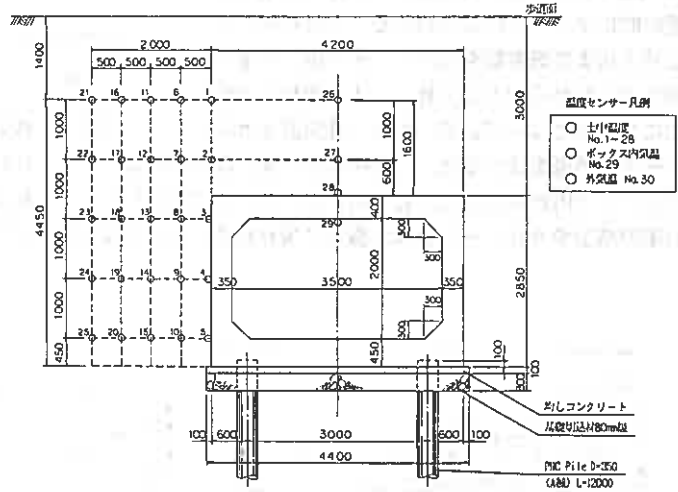


図-3 カルバート断面と温度センサー配置図

3 盛土材の土性

盛土材の土性を知るため、土粒子の密度（比重）・粒度・含水比・液性塑性試験と凍上試験を実施した。この試料は、カルバート上の法面部のL側とR側からそれぞれ1試料ずつ採取したものを用い、その結果を表-1に示した。L側とR側の土性に相違が見られるが、全体としてはシルト～粘土が主体となっており、凍上試験の結果も霜柱状凍結の様式を示し強い凍上性を有する材料であると判断できる（写真-1, 2）。

表-1 盛土の土性

試料採取地点		L側	R側
比 重 (GS)		2.484	2.428
含 水 比 (%)		72.94	84.92
粒 度	砂分 (%)	34.0	4.9
	シルト分 (%)	27.5	32.1
	粘土分 (%)	38.6	63.0
液性限界 (%)		85.22	102.71
塑性限界 (%)		49.97	55.73
凍上 ²⁾ 特性	凍上率 (%)	82.3	205.7
	凍上様式	霜柱状凍結	霜柱状凍結
	判 定	不合格	不合格



写真-1 L側凍上試験後



写真-2 R側凍上試験後

4 測定結果と考察

(1) 外気温、ボックスカルバート内気温

図-4に外気温とカルバート内気温の日平均気温の推移を示す。測定は12月2日から実施したので、11月の外気温の状態は稚内地方気象台のデータを用いて判断すると、11月中旬頃から平均気温がマイナスになり始め、12月中旬頃から連続的にマイナスになり始める。1月初旬から2月上旬まで厳寒期を向かえ、その後、寒暖を繰り返しながら徐々に上昇し、4月初旬に継続的にプラスになっている。また、外気温とカルバート内気温を比べると、12月中は殆ど違いはみられないが、1月から3月の寒気が入り込んだときには、カルバート内が外気温より若干高くなっていることがわかる。これは、積雪によるカルバート吞吐口部の開口率の減少やカルバート自体が盛土に覆われていることなどによって冷えにくくなるためと思われる。

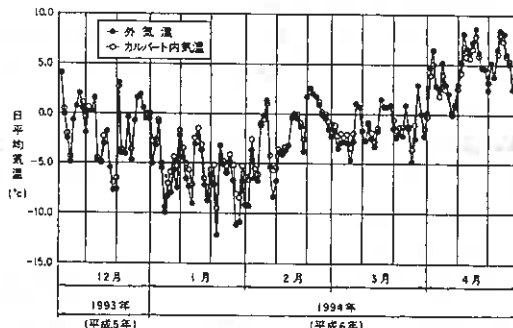


図-4 外気温とカルバート内気温の推移

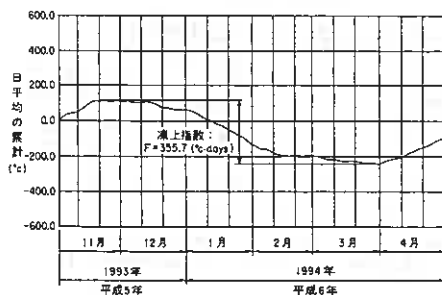


図-5 日平均気温から求めた凍結指数

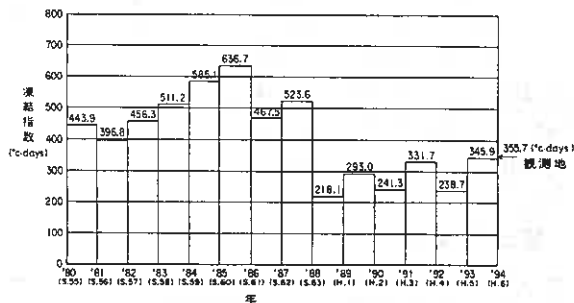


図-6 凍結指数の推移 (稚内地方気象台)

本調査地点の今シーズンの凍結指数は、図-5より $F=355.7^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ で、稚内における最大凍結指数が $F=690^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ であるので、ここ数年にしては寒いという感覚をもったが、厳寒期が短く結果的には暖冬であったといえる。図-6に昭和55年度から平成5年度までの14年間の稚内における凍結指数をまとめた。これを見ると、昭和60年度に $F=636.7^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ を記録してから下がり始め、昭和63年度からは毎シーズン $F=200\sim 300^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 程度で推移しており、暖冬傾向が続いていることがわかる。

(2) カルバート中心軸上の車道部の凍上量

図-7にカルバート中心軸上のセンター、L側3m、R側3mの3点の路面の凍上量の推移を示す。この路面の凍上は12月中旬の平均気温が連続的にマイナスになり始める頃から発生し始め、厳寒期の1月初旬から2月上旬まで急激に増大していることがわかる。この凍上速度は、凍上初期で $0.3\text{mm}/\text{day}$ 、厳寒期で $2.0\text{mm}/\text{day}$ 程度となっている。その後、寒気が緩んでくるが、凍上は2月下旬頃まで徐々に増加し続け、3月中は停滞している。そ

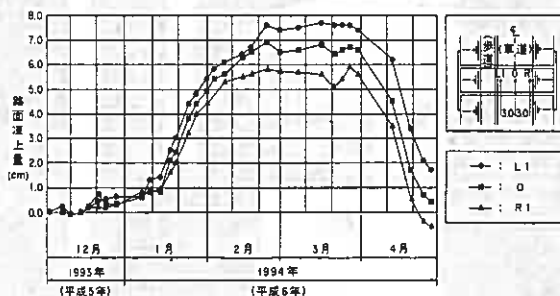


図-7 カルバート中心軸上の凍上量の推移

の後、平均気温がプラスになる4月初旬から急速に減少する。この凍上量と外気温の変化には約2週間程度の時間的ずれがあり、外気温が土中内に伝わるのに時間を要するために起こるものであり、自然地盤の凍上現象においても同一の傾向がみられる。⁴⁾

また、図-7より、路面の凍上量は歩道側のL側の方がR側より2cm程度大きく現れている。これについては(4)横断方向の凍上量で説明する。

(3) 縦断方向の路面の凍上量

図-8(a), (b)に、それぞれL側、R側の縦断方向の路面の凍上量の2月中の推移を示す。両側とも推移の傾向は同じで、路面の凍上量はカルバート中心軸上を最大として前後を引きずり上げていることがわかる。このカルバート中心軸上での最大凍上量はL側で7.6cm、R側で5.9cmの値を得た。

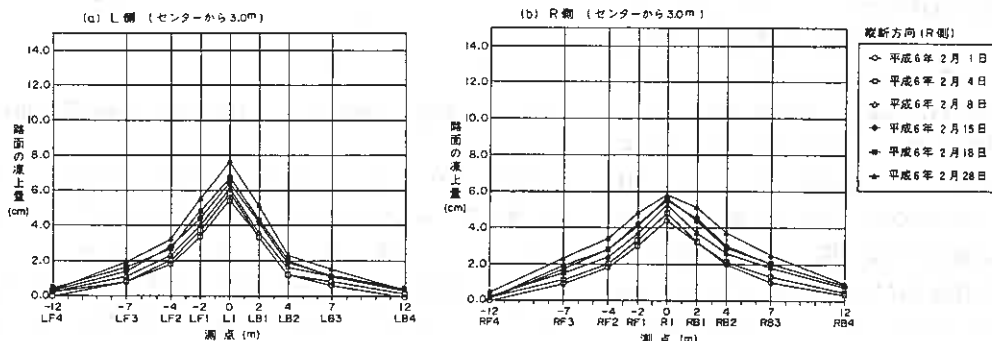


図-8 縦断方向の路面の凍上量

(4) 横断方向の凍上量

図-9に横断方向(カルバート中心軸上)の凍上量の2月中の推移を示す。最大凍上量は、法肩部(L4, R3)で14~16cm、歩道部(L3)で11cm程度現れており、この歩道部の凍上が車道部(L1)に影響し、L側の車道部が引きずり上げられている様子が見られる。これは、置換厚の違いによるもので、歩道部は30cmの置換厚であるので凍結面が車道部(置換厚90cm)より早く路床に深の盛土材に達するために大きな凍上が発生するものである。図-10には、カルバート部の横断面図と測定箇所を示す。

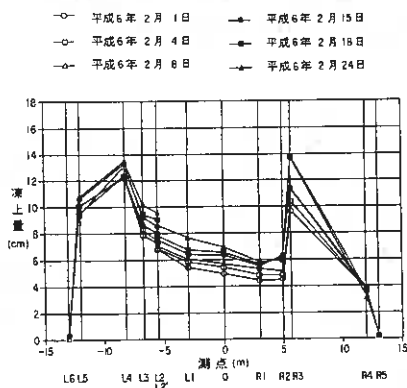


図-9 横断方向の凍上量(カルバート中心軸上)

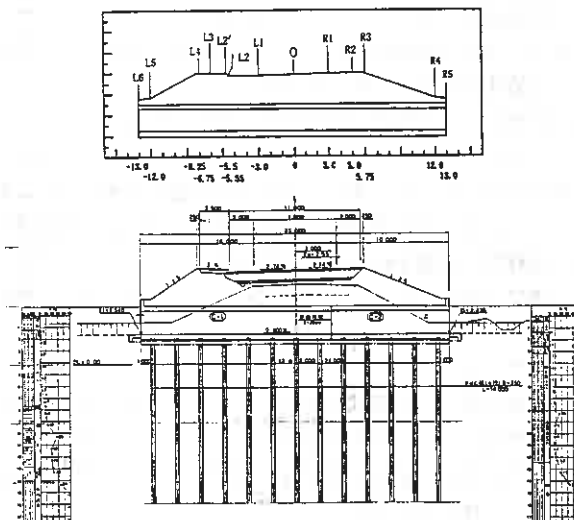


図-10 カルバート部の横断面図と測定箇所

(5) 凍結深さ

凍結深さとは、地表面から盛土内へ進入する通常のものと同様にカルバート天端から地表面方向へ進入するものの2方向の測定を実施した。全体の推移としては、地表からの凍結深さも凍上量と同様に平均気温が連続的にマイナスとなる12月中旬頃から進行を始め、厳寒期（1月初旬から2月初旬）を過ぎても徐々に成長しており、その後、平均気温が連続的にプラスになる4月初旬から中旬にかけて、急激に地表面から融解し始め、地盤の凍結は終了する。一方、カルバート側からの凍結は厳寒期に発生成長し、この期間を過ぎると減少することがわかる。

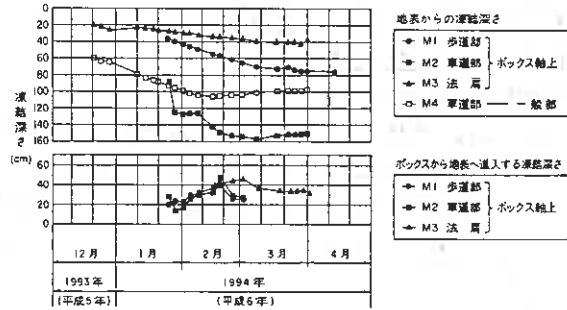


図-11 地表面からの凍結深さとカルバート部から進入する凍結深さの推移

歩道部（M1）、車道部（M2）、法肩（M3）の凍結深さの違いをみると、 $M2 > M1 > M3$ の関係となっている。これは地盤内の置換厚の違いによる材料の熱伝導率等の諸定数の違いによって起こるもので、これは同じ測定箇所での凍上量と相反する関係となっている。また、車道部のカルバート軸上（M2）とカルバートの影響を直接受けない一般部（M4）を比べると、カルバート軸上の方が50～60cm程最大凍結深さが大きくなっている。これは、カルバート周辺の盛土が冷やされることによって、一般部より凍結に要する熱エネルギーが小さくてすむためと考えられる。図-11より、車道部のカルバート軸上の凍結は、地表面から約160cm、カルバート側から約40cmとなっており、カルバート上の土被りが3.0mであるので未凍結部分が1.0m程度残っていることがわかる。

(6) カルバート断面周辺の土中温度分布

図-12 (a), (b)にカルバート断面周辺の土中温度分布を示す。この図は概ね10日毎の午前9時の温度を2℃毎に等温線で結んだものである。この温度分布状態については外気温の状態と対比させて以下に示す。

- ① 凍結初期（平均気温が連続的にマイナスになり始める12月中旬頃）
等温線はカルバート内部からの寒さの進入により、カルバート断面をとりまくような温度分布となっており、徐々に低温域を広げていく様子が見られる。この時期ではまだ0℃以下は存在しないが、 $0 < t \leq 2$ ℃の範囲が側壁及び天端に現れている。
- ② 厳寒期（平均気温が連続的にマイナスとなる1月初旬～2月上旬）
0℃以下がカルバートの壁際に現れ、次第にその厚さを増していることがわかり、最大で約20～30cmの厚さになっている。また、プラスの等温線が凍結初期において12℃以上まであったが、この頃になると10℃以上が左下に若干分布する程度で殆ど10℃以下の温度分布状態となっている。
- ③ 融解期（寒暖を繰り返しながら徐々に気温が上昇する2月中旬～4月初旬）
寒気は徐々に弱まっているため、ボックスの壁際に現れていた0℃以下の範囲は消え、温度分布は停滞を続けている。カルバート上方については地表面からの冷えが伝わり、0～2℃の範囲を広げていることが確認できる。
- ④ 凍結末期（平均気温が連続的にプラスとなる4月上旬以降）
低温域がカルバート側壁部から徐々に減少しているが、カルバート上部は地表面からの凍結線が存在するため4月中旬頃まで低温域が残留している。その後、盛土内の凍結が終了してから徐々に低温域が減少していく様子が見られる。

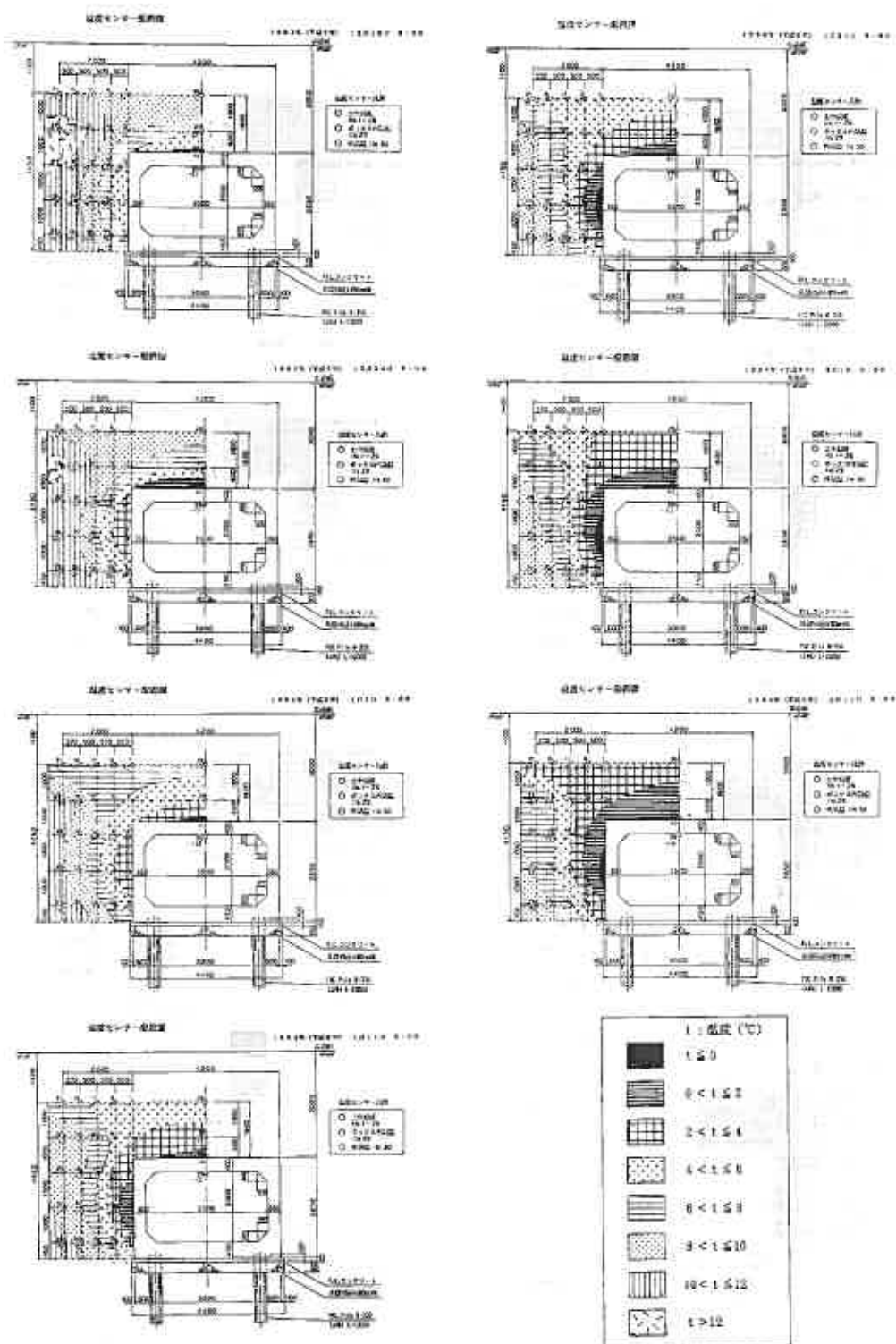


図-12(a) カルバート断面周辺の土中温度分布

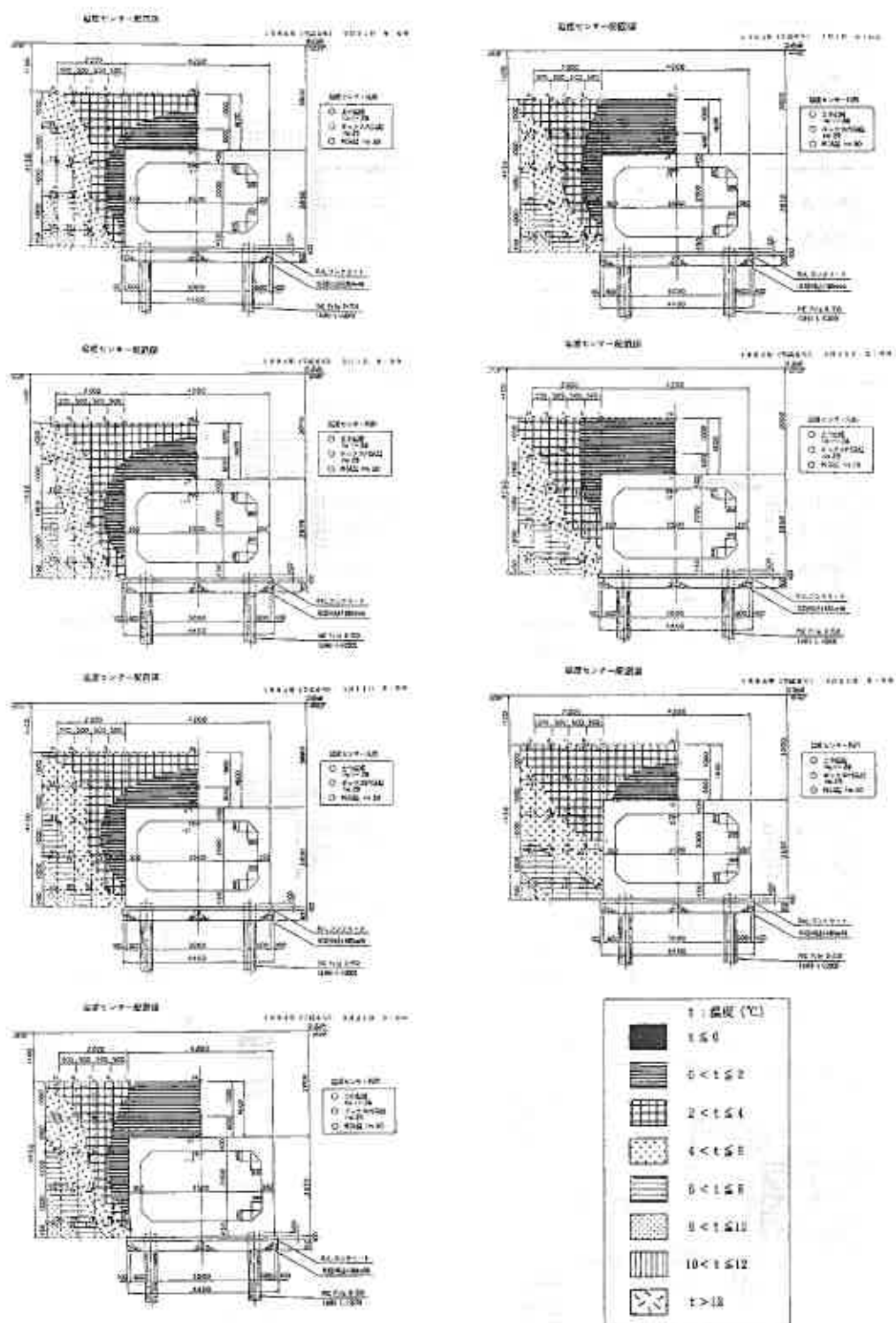


図-12 (b) カルバート断面周辺の土中温度分布

5 測定結果のまとめ

以下に今シーズンの測定結果をまとめた。

- ① 路面の凍上は、カルバート上に発生し、車道部で6～8 cm程度の最大値を示した。また、歩道部の凍上量が大きい(10 cm程度)、歩道側の車道部が引きずり上げられている。
- ② ボックス軸方向の凍結深さの違いは、置換材として用いている切込碎石の熱伝導率等の材料の諸性質が盛土材と異なることによって生じ、歩道部、車道部においてはこの置換材を凍結線が進行し、盛土材に達してから凍上は大きく発生する。したがって、凍上量は法肩>歩道>車道の順となる。
- ③ カルバート軸上と一般部の車道部の凍結深さを比べると前者の方が50 cm程度深く進行している。これは、カルバート周辺が冷やされるため凍結に要する熱エネルギーが小さくてすみ、路面からの低温域とカルバートからの低温域が干渉し合うような状態となり、一般部より凍結が進行する。
- ④ ③より、凍結線が深く進行するため、それによって作られるアイスレンズ(氷晶)によって路面の凍上が発生する。
- ⑤ 一般部における車道部の凍上量は1 cm以下となっており、路盤材自体の凍上ではないと判断できる。

6 あとがき

今シーズンの車道部の凍上は6～8 cm程度であるが、今シーズンの凍結指数が稚内の最大凍結指数の約半分程度しかなく、より寒いシーズンがくると、未凍結部分の厚さが約1.0 m残っていることより、より大きな凍上が発生する可能性が大きいといえる。したがって、カルバート上部を非凍上性材料で置換えたり、断熱材を設置するなどの対策が必要と考える。

また、このような事例は殆ど表面化することなく維持管理で処理されているようで、盛土材が凍上性の材料でもカルバートの断面や土被り厚などの条件の違いでその凍上量は異なるものと思われる。この紙面を借りて情報の提供を願いたい。

最後に、現地での調査・計画に御協力いただいた稚内開発建設部道路課千鶴調査係長と坂本建設株式会社熱見氏に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 土質基礎工学ライブラリー-23, 土の凍結-その制御と応用-; 土質工学会, 平成元年, P110
- 2) 道路土工 排水工指針; 日本道路協会, 平成元年, P238
- 3) 道路土工 排水工指針; 日本道路協会, 平成元年, P233
- 4) テーパーによる凍着凍上力の軽減に関する実験的研究(2); 鈴木輝之, 沢田正剛, 林啓二, 土木学会第47回年次学術講演会, P1124~1125, 1992

構造物に加わる凍着凍上力に関する屋外実験 (2)

北見工科大学院生 ○朱 青
 北見工大 正員 鈴木 輝之
 北見工大 正員 澤田 正剛

1. まえがき

構造物の周辺地盤で凍上が発生すると、構造物には凍着凍上力が加わる。この凍着凍上力は構造物に大きな被害を及ぼすことがある。構造物の表面に働く単位面積当たりの凍着凍上力（一般的には動員せん断凍着強度と言うことになるが、以下凍着強度と呼ぶ）の大きさを予測することは、寒冷地における地中構造物の設計にとって重要なことである。

著者らは平成元年よりコンクリート模型杭を用いて、その表面と土の間の凍着強度を調べる屋外実験をはじめた¹⁾²⁾。これらの実験の中で、前報¹⁾では凍着強度は最大 1 kgf/cm^2 程度であることが分かった。また、この値はテーパをつけることによって、杭の場合で 50% に、平板の場合で 70% 程度に減少することなどが明らかになった。今回の実験では、前報での実験を継続するとともに、凍着強度の深さ方向の分布を調べる実験を新たに加えた。実験の結果から、テーパの効果は模型の形状や寒気の現れ方に影響されること、さらに、凍着強度は凍着面全体で均一に作用するのではなく、地表面にごく近い位置で集中的に作用することなどが分かった。

2. 実験装置の設置

北見工業大学構内の屋外凍上実験地盤に 2 種類の実験装置を設置した。その中の一つでは、模型の平板と杭に

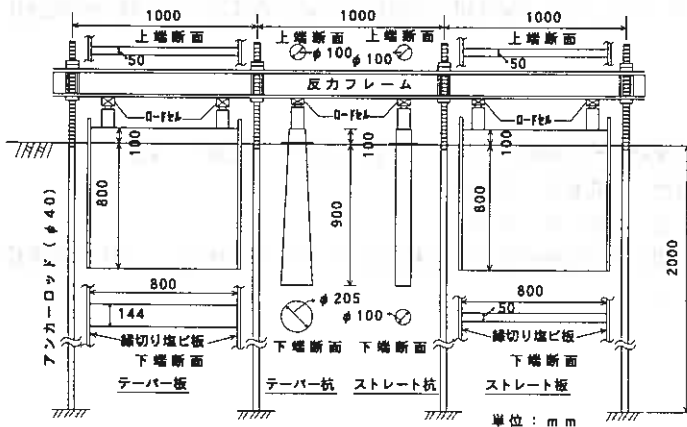


図-1 凍着凍上力の測定状況

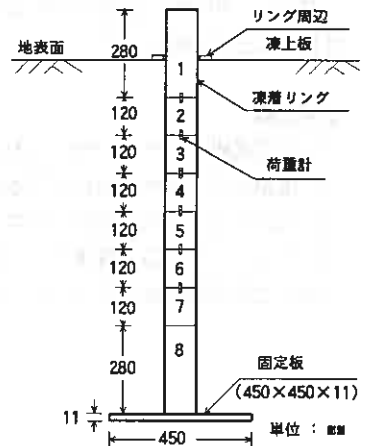


図-2 層別凍着凍上力の測定

Field Tests of Adfreeze Frost Heaving Force Acting on Structures ; Teruyuki Suzuki, Qing Zhu, Seigo Sawada (Kitami Institute of Technology).

作用する地盤の凍着凍上力を測定し、他の一つでは、円柱に作用する凍着凍上力の深さ方向の分布を測定した。

2.1 模型に加わる凍着凍上力

コンクリート製の杭と板の4種類の模型を地中に埋設し、持ち上がりを拘束したときに加わる凍着凍上力を測定した。実験装置の設置状況を図-1に示す。4種の模型は、ストレート杭（直径10cm、高さ90cm）、テーバー杭（上端直径10cm、下端直径20.5cm、高さ90cm）、ストレート板（縦80cm、横80cm、厚さ5cm）、及びテーバー板（縦80cm、横80cm、上端厚さ5cm、下端厚さ14.4cm）である。凍着凍上力は、それぞれの模型と反力フレームとの間に設置したロードセルによって測定した。

2.2 層別凍着凍上力

図-2に示すように外径10cm、長さ12cmの鋼管リング6個と、上端と下端に同一径で、長さ28cmの鋼管リング2個の計8個のリングを図のように荷重計を介して接続して自然地盤に埋設し、荷重計で各リングに加わる凍着凍上力すなわち層別凍着凍上力を測定した。未凍土層に位置するリングの最低部に450×450mm四方の固定底板を付け装置全体の持ち上がりを防いでいる。

3. 測定内容

実験は平成5年11月～平成6年4月に行い、以下の内容の測定を行った。

- (1) 温度： C-C熱電対温度センサーで気温、土中温度の計12点を測定した。
- (2) 凍結深さ： メチレンブルー凍結深度計によって測定した。
- (3) 凍上量： 直径30cmの鉄製円盤を地表面に置き、その持ち上がりを一日一回測定した。また、各模型付近の地表面凍上量も測定し、この凍上量と土の凍結深さから各模型への凍着面積を計算した。
- (4) 凍着凍上力： 図-1に示すように模型とフレームの間のロードセルで一日一回決められた時刻に計測した。得られた値が凍着凍上力となる。この値を凍着面積で割って凍着強度を求めた。
- (5) 層別凍着凍上力： 図-

2の各荷重計の力（引っ張り力）を1日一回測定した。1番目荷重計の値はそのまま第一層の凍着凍上力になり、2番目と1番目の荷重計の値の差が第二層の凍着凍上力になる、以下も同じようにして各層の凍着凍上力は計算できる。各層の凍着凍上力は各リングの凍着面積で割って層別凍着強度になる。

4. 結果と考察

4.1 実験シーズンの気温

図-3に実験地点での日平均気温とその累計及び実験地盤の凍結状況の推移を示している。1月19

日に最低気温が-24.2℃を記録している。同図から求めた本実験シーズンの凍結指数は686℃・dayで

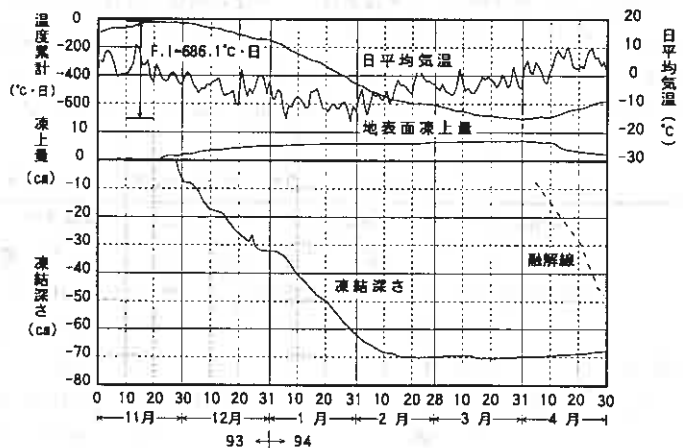


図-3 日平均気温、積算寒度、凍結深さ、及び凍上量の推移

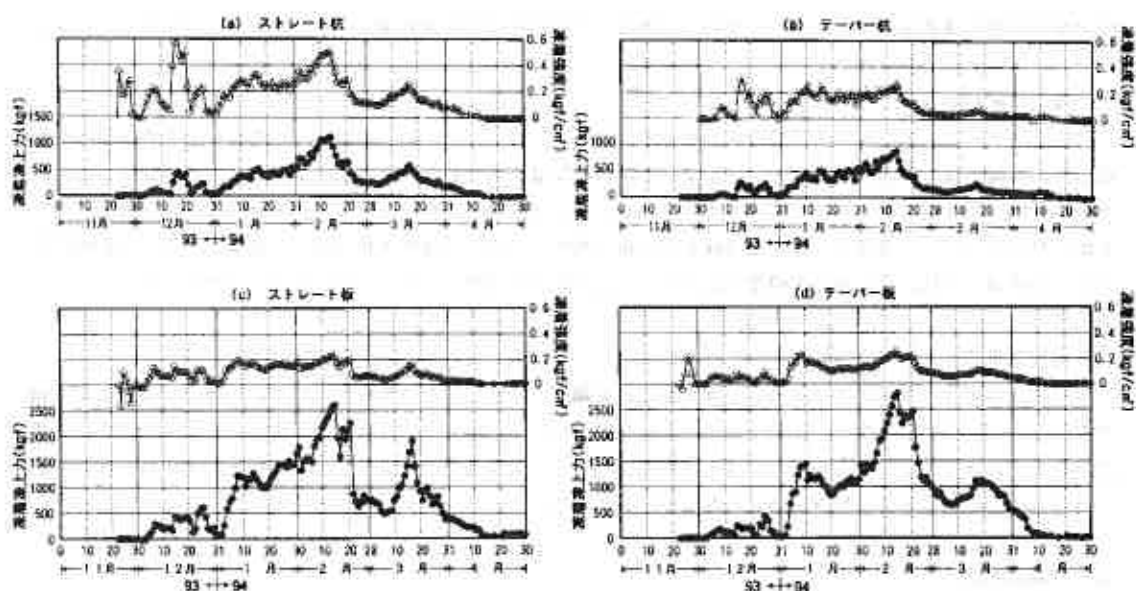


図-4 杭と板における凍着凍上力と凍着強度の経時変化

ある。最大凍上量は7.0cm、最大凍結深さは70.5cmであった。

4.2 模型における凍着凍上力

(1) 凍着凍上力及び凍着強度の推移

埋設された杭及び板に加わる凍着凍上力と凍着強度の推移を図-4に示している。凍着凍上力は、12月からの気温の低下とともに発生が始まるが、本格的な力は1月に入り凍結深さが30cmくらいになってから現れている。その後、最大凍結深さに達した2月15日の時点で凍着凍上力がピークを示している。この時の凍結面は70cmくらいであるが、この値は4月上旬まで保持されている。この間は強い寒気は現れず、3月中旬の小さ

表-1 模型に作用した凍着凍上力の平均値と最大値

	凍結指数 (°C·day)	模型 の 形状	凍結深(cm)		凍上量(cm)		凍着凍上力 σ (kgf)		凍着強度(kgf/cm ²)		σ ...発生日 の地表面の平均温度 θ_s (°C)	
			最大	σ_{max} 発生時	最大	σ_{max} 発生時	平均	最大	平均	最大		
'92.11 ~'93.4	582	ストレート杭	49.9		9.57		597.51	1705	0.37	1.31	-3.2	
		テーパー杭	28.1		7.01		169.13	919	0.12	1.03	-9.7	
		ストレート板	60.0	53.4	10.30		9.65	1341.20	3838	0.16	0.44	-5.7
		テーパー板	49.9		9.57		980.96	2378	0.12	0.29	-3.2	
'93.11 ~'94.4	686	ストレート杭		69.0			5.83	610.49	1126.6	0.32	0.51	-4.6
		テーパー杭		69.0			5.83	534.07	891	0.20	0.31	-4.6
		ストレート板		70.5	6.97		5.91	1544.50	2596	0.16	0.23	-4.2
		テーパー板		69.6			5.91	1413.70	2620	0.15	0.25	-4.2

なピークはあるが、大きな凍着凍上力の増加は見られない。4月上旬からは地面からの融解が始まり、これとともに凍着凍上力もゼロに近づいている。気温の低い日が続く凍結・凍上が進行しているときには、大きな凍着凍上力が加わる。また、気温が上がり始めると凍上の進行も止まり、凍上のクリープによる応力緩和で凍着凍上力は低下していく。このように凍着凍上力は周辺地盤の凍上、それを伝える凍上の性質、及び材料表面と土の凍着力など非常に複雑な因子に影響される。

次にテーバーの効果について検討する。凍着凍上力と凍着強度について、それらのシーズン最大値と、定常的な発生が見られる1月10日～2月15日の間の平均値を前報¹⁾の結果とともに表-1にまとめている。今年度の実験は、前報の実験と全く同じ設備で2シーズン目の測定をしたものである。両シーズンの結果を比べると、凍着強度の平均値はほぼ同じであるが、最大値には違いが認められる。また前シーズン(1シーズン目)では、杭、板ともにテーバーの効果が目立って現れているのに対し、今年度(2シーズン目)のデータではテーバーの効果が明瞭ではなく、とくに板ではテーバーの効果はほとんど認められない。温度一定の下で凍着強度を室内実験で求めると、テーバーの効果は現れない²⁾。テーバーの効果は一時的に気温が上昇したときの凍着凍上力の減少特性に現れると推測される。したがって、今年度の一月上旬から二月上旬にかけてのように、ある程度の寒さが継続するような気象条件では、テーバーの効果は現れにくいと考えられる。

(2) 凍結深さの影響

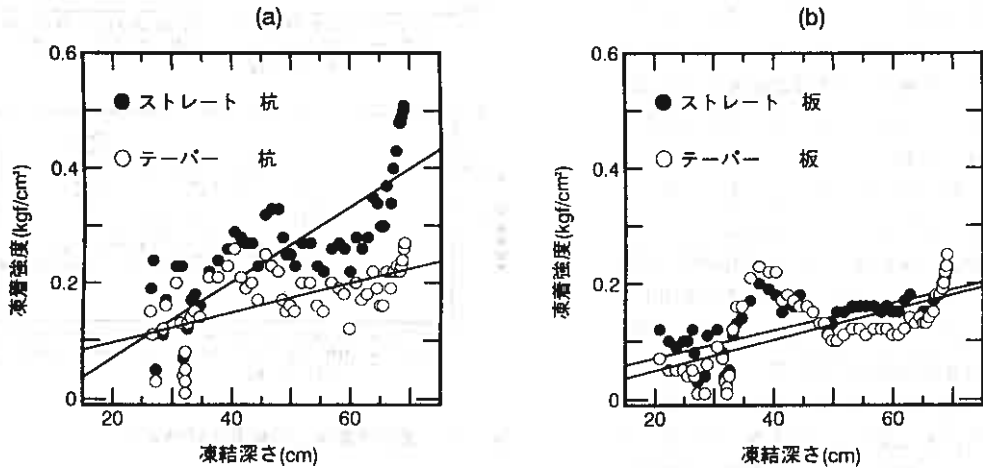


図-5 杭、板の凍着強度と凍結深さの関係

凍着強度が凍結深さによって、どのように変化したかを見るために、12月16日から2月14日までの凍結深さと凍着強度の関係をプロットしたのが図-5の(a)、(b)である。この図によれば、全体としては凍結深さの進行とともに凍着強度は増加している。しかし、凍結深さがどんどん進行する30cm～65cmの間では、凍着強度は一定となる傾向が認められる。上の凍着強度は温度、含水比、土質等のいくつかの因子に影響されるから、これが深さ方向に均一に作用しているとは考え難い。作用している凍着強度の分布を調べるために、次節の層別凍着凍上力実験を行った³⁾。

4.3 層別凍着凍上力

図-6 (a) に各荷重計で測定された力の変化を示している。この図で見られるように、リングへの力は12月3日頃から加わり始めている。その後1月上旬までは気温の変動によって、凍着凍上力は激しく変動するが、比較的定常的な寒さの継続した、1月上旬～2月上旬にかけては、凍着凍上力も定常的に作用している。ここでは引っ張り力を正としている。図-6 (b) に各リング毎の凍着凍上力を示す。1番目リングに作用する凍着凍上力は、2番目リング以下の場合より大きく、外気温の変化による変動も大きいことが見られる。

図-6 (c) は各層の凍着凍上力を各層リングの凍着面積で割り各リングに加わる層別凍着強度を求めたものである。図から分かるように、1番目リングの凍着強度は最大 2 kg/cm^2 に達しているのに対し、2番目リング以下では相対的にかなり小さな値となっている。たとえば、2番目以下の各層リングの凍着強度の平均は最も大きなNo. 4リングでも 0.23 kgf/cm^2 であり、1番目リングの平均の $1/5$ 以下である。これらの結果を表-2にまとめている。

図-6 から分かるように、1月10日～2月15日の間は、凍着凍上力は比較的定常的に現れている。図-7 (a) (b) はこの期間中の各荷重計における張力の平均値と各層リングにおける凍着強度を深さに対してプロットしたものである。図-7 (a) から見れば、荷重計に作用する力は下に深くなる程大きくなった、すなわち、各リングに上向きの凍着凍上力が作用したことを示している。図-7 (b) から見れば、凍着強度は第一層リングに集中して、さらに地表面に極く近い位置に作用していることが分かる。第二層リング以下の凍着強度は第一層よりかなり小さくなった。図中の点に曲線をあてはめて、凍着強度の凍結深さ(x)方向の分布を現す式として次式が得られた。

$$y = k \cdot x^a$$

ここで a と k は定数で、本実験においては $a = 1.085$ 、 $k = 100.7$ と算出された。

また、鋼管リングとコンクリートのストレー

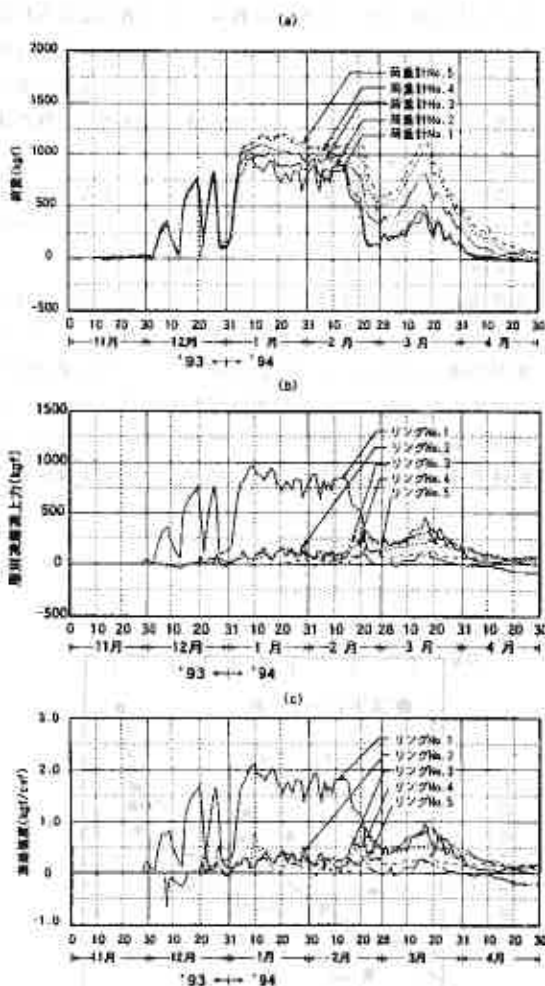


図-6 層別凍着凍上の結果の経時変化

表-2 鋼管リングにおける層別凍着凍上の結果

リング番号	凍結線到達日付	凍結深さ (cm)	荷重 (kgf)	凍着凍上力 (kgf)	凍着強度 (kgf/cm ²)
No.1	11/29	4.3	812.21	472.21	0.58
No.2	12/ 8	14.9	906.52	94.31	0.25
No.3	12/21	26.7	1008.51	101.99	0.27
No.4	1/ 9	39.2	1102.17	93.66	0.31
No.5	1/22	51.8	1122.44	22.63	0.10

* 1/22～2/15の平均値

ト杭とは同一形状である。いま、コンクリート杭の凍着強度は、杭の全凍着面にわたる平均値であるが、その1月10日～2月15日の間の平均値は 0.32 kgf/cm^2 であり、これに相当する鋼管リングの平均凍着強度は 0.53 kgf/cm^2 となる。材料の違いによって凍着強度も大きく影響されることは知られている⁴⁾。本実験の層別凍着凍上力実験は、あくまでも、深さ方向への分布を調べるための実験としてとらえている。

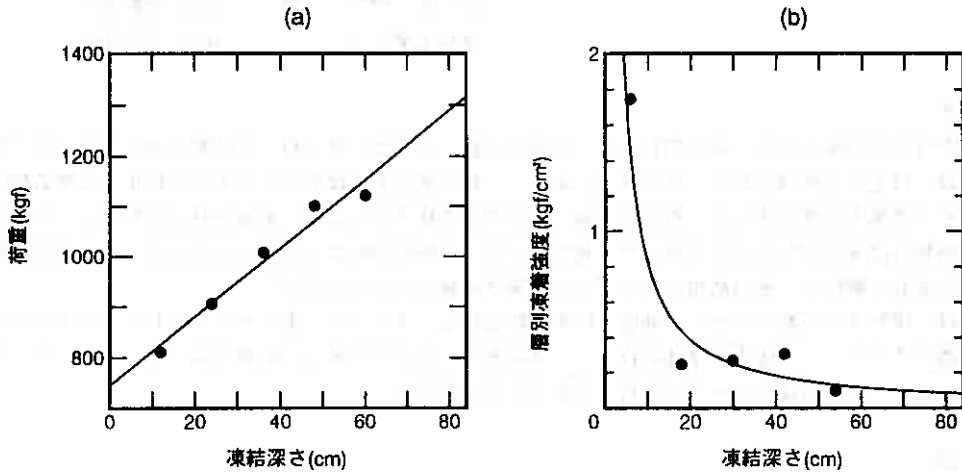


図-7 各荷重計の読み、各リングの凍着強度と凍結深さの関係

5. まとめ

コンクリート製の杭および板の小型模型の表面に作用する自然地盤の凍着凍上力および凍着強度を実測し、さらに凍結深さ方向の凍着強度の分布を調べた、主な結果をまとめると次のようになる。

- (1) 凍着強度の平均値はほぼ前報と同じ結果となったが、最大値にはかなりの違いが現れた。
- (2) 本実験においても、テーバーを付けることによってコンクリート模型杭の凍着強度は小さくなることが認められた。しかし、この効果は前報ほど明瞭には現れなかった。これは気温変動の特性によると思われる。
- (3) 凍着強度は凍着面に均一に作用するのではなく、地表面に近い位置に集中して作用していることが分かった。

6. 参考文献

- 1) 鈴木, 沢田, 劉, 朱; コンクリート表面に働く凍着凍上力に関する屋外実験, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第34号, 1994
- 2) T. Suzuki, S. Sawada & C. Liu; Field and laboratory tests on adfreeze strength of ground to model concrete piles; *Int. Symp. on Frost in Geotechnical Engineering, June 28 - July 1, 1993, Anchorage*
- 3) 鈴木, 朱, 沢田; 自然地盤に層別凍着凍上力に関する実験的研究, 土木学会第49回年次学術講演会, 1994. 9
- 4) 大浦, 薄木, 高田; 土の凍着力について, 低温科学, 物理編, 第19輯, 1960

地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動 (2)

北見工業大学 正員 鈴木輝之
北見工業大学大学院 ○学員 宇野裕教
C・S・プランニング 正員 上野邦行
北見工業大学 正員 沢田正剛

1. まえがき

近年、様々な形式の補強土壁工法が開発され、実用化されているが、寒冷地での地盤の凍上被害とその対策に関しては、ほとんど検討されていない状況である。一般に補強土壁は背面土の変形を拘束する構造物であるから、そこで凍上が発生すると、拘束性の高い形式のもの程大きな応力が補強部材に加わることになる。この被害例の報告は未だ少ないようであるが、補強タイロッドの破損例なども見られており、¹⁾地盤凍結期における壁の挙動の解明と、その結果にもとずいた対策法の確立が急がれている。

本研究では、実物大の多数アンカー式補強土壁を試験設置し、平成3年11月から平成6年4月までの3シーズンに渡ってタイロッド張力や壁体変位などの測定を行ったものである。前報では²⁾1シーズン目の結果を報告したが、本報告は3シーズンの結果をまとめたものである。

2. 実験内容

北見工業大学構内に多数アンカー式補強土壁を試験設置した。この試験壁は支圧板のついたアンカーによって壁面ブロックを支えて垂直面を保持するタイプで、その概要を図-1~2に示す。

試験壁は以下の3区間に区切り、各々の区間で裏込めの処理方法を変えている。

1) 粘性土区間

凍上性の粘性土で裏込めした区間。いわゆる凍上に対して無対策の区間と見なしている。

2) 断熱材区間

凍上性の粘性土で裏込めし、断熱材(厚さ10cmの発泡スチロール)を壁面ブロック背面に設置した区間。一般に行われている断熱工法を施しその効果を調べる区間である。

3) 火山灰区間

非凍上性の火山灰で裏込めした区間。いわゆる置換工法を施し、その効果を調べる区間である。

各区間で、力や変形などの計測の対象としたブロックは、図-1のA~Iの9個であり、これらは各々4本のタイバーと支圧板によって独立して取り付けられている。実験は今年度で3シーズン目になるが、今回の実験では実験壁上部からの凍結の侵入を防ぐために断熱材を背面土表面から25cmの深さに埋設した(図-1)。これは、背面土中の凍結面の形状を変化させ、それによる壁面ブロックへの凍結土圧の変化を調べるためである。

測定項目は、温度(気温、ブロック表面等の30点)、タイロッド張力(図-1の測点番号1~26の位置に荷重計を設置)、壁面ブロック(A~I)の水平移動量、背面土中の凍結深度の計4項目である。

Behavior of Multi-anchor-type reinforced retaining wall in ground frost season; Teruyuki Suzuki, Hironori Uno(Kitami Institute of Technology), Kuniyuki Ueno(C・S・Plannig), Seigo Sawada(Kitami Institute of Technology)

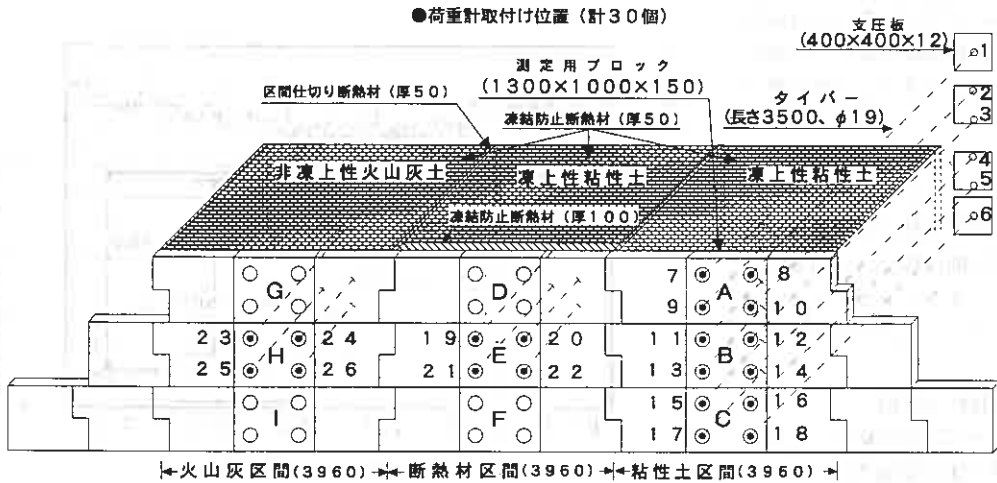


図-1 実験壁全図

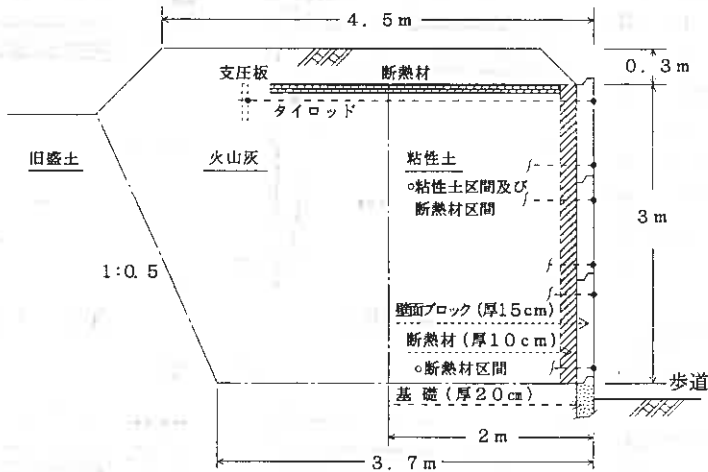


図-2 断面図

3. 実験結果

3-1 気温

図-3に北見市における過去11年間の凍結指数F、Iを示す。過去11年のF、Iの平均は783°C・dayであるが、'89年から暖冬傾向が続いている。本実験が行われた'92-'94年もその中に含まれており、この間のF、Iの平均値は660°C・dayである。

図-4に本実験で測定した日平均気温とその積算を示す。3シーズンの日平均気温の変化を見ると、11月下旬からマイナスの日が現れ始めて、12月上旬から継続的にマイナスとなっ

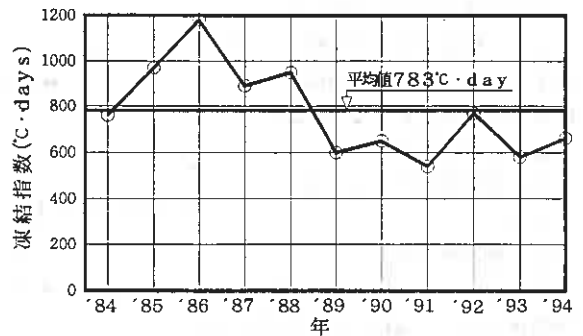


図-3 北見市の過去11年間の凍結指数

ている。1月下旬から2月にかけて日平均気温の最低を記録するが、おおよそ -15°C 程度である。

3-2 背面土中の凍結状況

図-5、6に粘性土区間と断熱材区間の凍結面の推移を示す。火山灰区間は粘性土区間と同じである。また、2シーズン目の状況は1シーズン目と同様である。

(1) 粘性土区間

1シーズン目の粘性土区間では、壁上部と壁面ブロックの両方から凍結が入るため、凍結面は壁面ブロックに対して傾いて現れる。これに対して、3シーズン目には背面土上部に断熱材を埋設したためにそこからの凍結が入り難く、主として壁面ブロック側から凍結が入る。このために凍結面は壁面ブロックに対して平行になる傾向が強くなる。

一般にこの種の壁の背面土は、壁面ブロックの天端より高く盛土されるケースが多いようである。この場合の凍結面の形状は、壁面ブロックにより平行になるはずである。このような凍結面形状の違いによって、壁面ブロックを押し出すような水平方向の凍結土圧がどの様に変化するかを調べようとするのが、3シーズン目の実験目的の1つとなっている。

(2) 断熱材区間

断熱材区間では、壁面ブロックからの凍結はほとんど入らず、主として背面土表面から凍結が入るためその形状に沿って凍結面が形成される。

3シーズン目では、背面土表面に沿っても断熱材が入っているために、凍結進行の速度が遅くなり、凍結深度は1シーズン目と比較して浅くなっている。

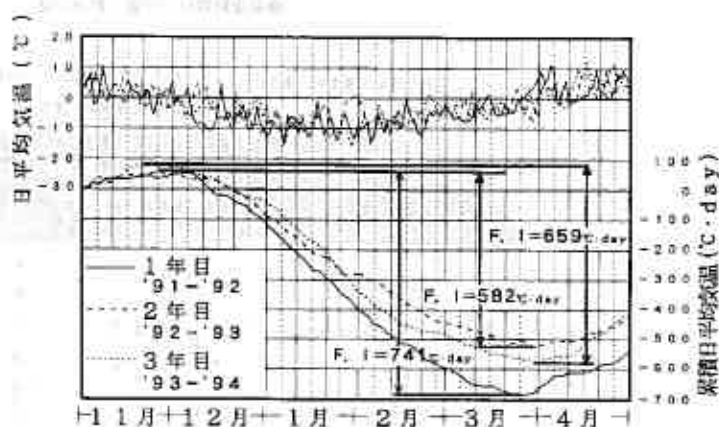


図-4 3シーズンの気温と積算温度

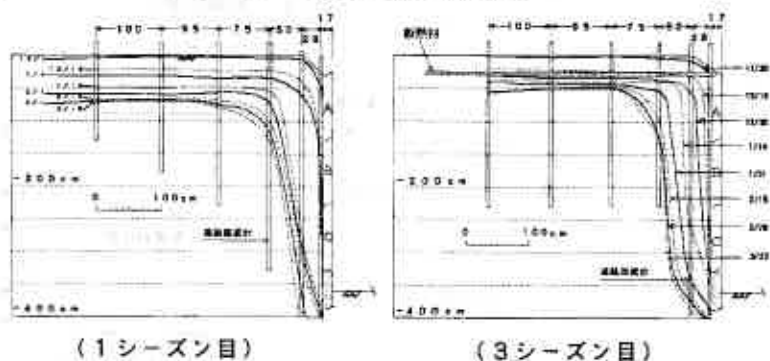


図-5 粘性土区間

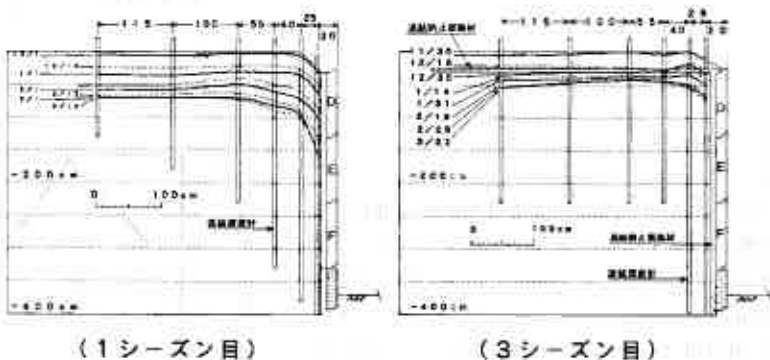


図-6 断熱材区間

しかし、断熱材の厚さが50mm程であった事と、埋設深さが25cmと浅かったために、凍結面は断熱材を通過している。

一般に凍上力は凍結面付近で発生し、凍結面に垂直に作用する。3シーズン目では壁面ブロックに対して平行に凍結面が形成されるので、壁面ブロックを押し出そうとする水平方向の凍結土圧成分は1~2シーズン目に比べると大きくなり易いはずである。

3-3 壁面ブロックへの凍結土圧

図-7は3シーズン目の気温変化と凍結土圧の経時変化を示している。日平均気温は12月の初旬から継続的にマイナスとなり、同時に凍結土圧が発生し始めている。その後比較的強い寒波が継続した1月上旬~2月中旬にかけて、凍結土圧は、増加し続けてピークに至っている。この凍結土圧の発生は粘性土区間で顕著であり、さらに下方のブロックほど大きく現れている。また、断熱材区間のブロックEでは2月に小さな土圧増加が認められる。これは凍結が一時的に断熱材を通過し、断熱材との接触面付近の土に凍上が発生した事が考えられる。一方、火山灰区間(ブロックH)では、背面土中への凍結面は粘性土区間と同様に形成されるが、土が非凍上性であるため凍結土圧の発生はシーズンを通してほとんど認められない。

表-1、2は3シーズンの各測定点(図-1参照)におけるタイロッド張力と、その張力から算出される

壁面ブロックへの凍結土圧を示している。タイロッド張力の許容値は29.5kNである。表-1中には許容値を越える値は無いが、2シーズン目でのNO.18の最大値は22.72kNを示している。本実験場所は地下水位が推定10mと深い所にある為、そこからの水分供給は無いと考えられる。また、浸透水などによる水分供給も考えられない。従って凍上発生はむしろ小さく押さえられていたと考えられる。もし水分条件などが揃い大きな凍上が発生した場合には、タイロッド張力や壁面の変位がさらに大きくなる可能性

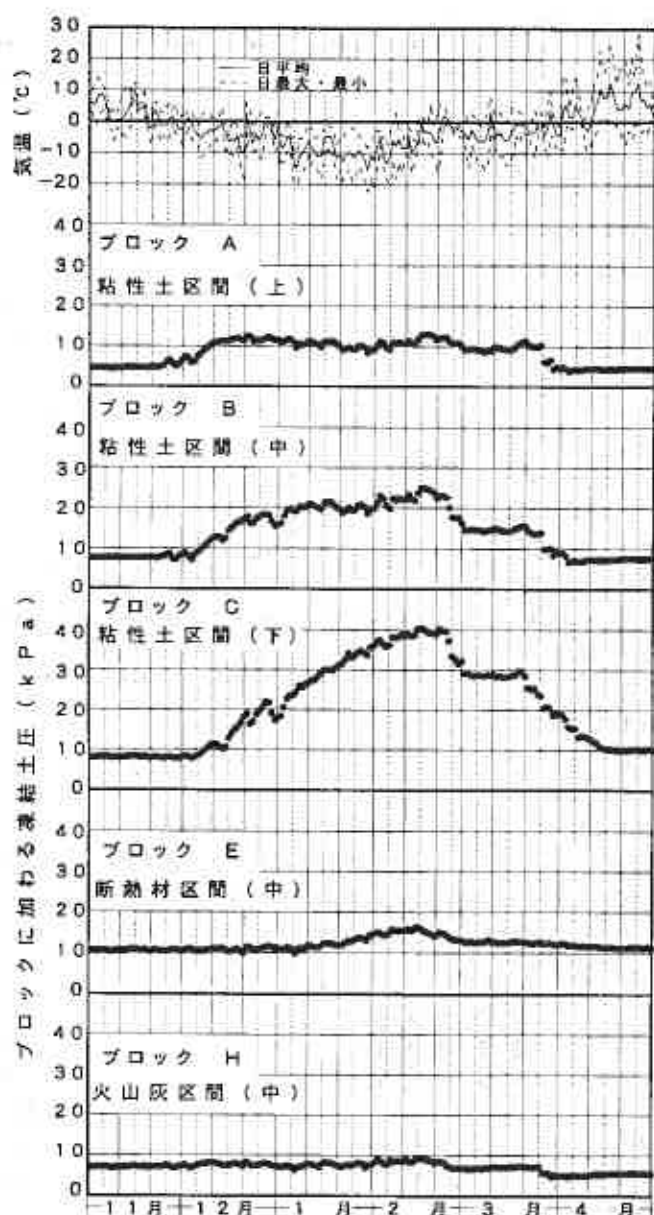


図-7 凍結土圧の推移(3シーズン目)

は容易に考えられる。

一方、断熱材区間、火山灰区間（ブロックE、H）では3シーズン通して凍結土圧はほぼ同じ程度の値で現れている。しかし詳細に見ると粘性土区間の上方の壁面ブロック（ブロックA、B）で3シーズン目の凍結土圧が大きめに現れているが、これは図-5に示す凍結面形状の影響

測定番号	1シーズン目 ('91-'92)			2シーズン目 ('92-'93)			3シーズン目 ('93-'94)			
	凍結前	冬季最大	融解後	凍結前	冬季最大	融解後	凍結前	冬季最大	融解後	
	11月	3月	5月	11月	3月	5月	11月	3月	4月	
支圧板	1	1.18	1.20	1.58	0.78	0.84	1.40	0.96	1.04	1.24
	2	3.19	5.99	4.32	4.38	5.94	4.19	4.31	5.82	4.27
	3	1.33	5.05	1.14	0.72	4.18	1.14	0.75	3.13	0.97
	4	1.30	5.58	0.84	1.89	8.57	1.22	1.27	5.95	1.16
	5	1.48	5.98	1.17	1.50	6.52	1.58	1.41	5.29	1.41
	6	2.81	18.35	3.89	4.51	18.31	5.78	5.05	18.18	5.89
ブロックA	7	0.91	3.65	1.18	0.95	2.07	0.27	0.15	2.15	0.21
	8	0.52	2.27	0.50	0.56	1.63	0.21	0.08	0.20	0.08
	9	1.83	5.38	2.40	3.21	5.38	2.17	2.46	6.20	2.31
	10	1.34	4.48	2.25	2.98	5.27	2.68	2.87	6.14	2.98
ブロックB	11	1.97	7.84	2.86	3.28	8.79	3.41	3.00	6.83	3.14
	12	1.85	7.49	1.05	1.24	5.83	1.34	1.11	6.22	1.33
	13	2.47	8.23	2.66	3.43	9.83	2.89	2.69	9.56	2.75
	14	2.98	7.30	2.15	3.81	8.95	2.54	2.78	8.90	2.39
ブロックC	15	1.83	7.94	0.84	0.70	9.38	1.55	1.17	7.41	1.29
	16	1.12	7.47	0.00	0.27	6.88	0.38	0.28	5.61	0.31
	17	3.18	17.04	1.71	2.13	19.37	4.35	3.60	17.72	4.89
	18	3.33	21.51	2.94	3.50	22.72	5.92	5.04	20.90	6.19
ブロックE	19	1.53	2.49	0.77	1.23	1.57	0.98	0.84	2.55	0.88
	20	1.31	2.44	1.08	1.48	2.04	1.61	1.47	3.88	1.72
	21	2.12	4.42	4.94	5.71	6.12	6.77	6.13	7.78	6.41
	22	2.32	3.82	3.25	4.30	4.53	5.53	4.73	5.96	5.05
ブロックH	23	0.88	1.88	1.86	1.84	1.75	1.32	1.39	1.78	1.02
	24	1.65	2.21	1.65	1.57	1.67	0.74	0.83	1.31	0.75
	25	1.73	2.29	2.00	2.95	2.87	2.15	2.17	3.08	1.88
	26	1.75	2.64	3.44	4.73	4.89	4.10	4.68	5.88	3.98

単位: kN

表-1 各チャンネルのタイロッド張力

の可能性がある。凍結面の形状を変えた事による影響は有ったとしても非常に小さいものであったと言える。

測定番号	1シーズン目 ('91-'92)			2シーズン目 ('92-'93)			3シーズン目 ('93-'94)		
	凍結前	冬季最大	融解後	凍結前	冬季最大	融解後	凍結前	冬季最大	融解後
	11月	3月	5月	11月	3月	5月	11月	3月	4月
ブロックA	3.43	11.76	4.70	5.88	10.78	4.02	4.23	12.73	4.26
ブロックB	6.96	23.23	6.37	8.53	23.72	6.86	7.34	24.44	7.36
ブロックC	7.06	40.57	4.02	5.00	44.10	10.29	7.80	39.80	9.81
ブロックE	5.49	0.80	7.55	9.51	10.78	11.47	10.18	14.65	10.87
ブロックH	4.51	6.47	6.66	8.23	8.33	5.78	7.00	8.82	5.42

単位: kPa

表-2 各ブロックの凍結土圧

この原因として背面土表面に上載荷重が無い事が考えられる。すなわち、仮に凍結土圧が発生しても背面土表面への変形で緩和されている事が想定され、さらにこの事が、下方のブロック程大きな凍結土圧になっている理由とも考えられる。

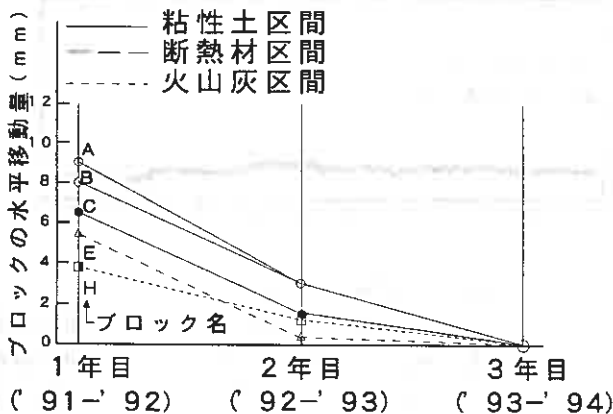


図-8 各シーズンにおける壁面ブロックの水平移動量

3-4 壁体の変位

図-8は各シーズンの壁面ブロックの水平移動量を表している。ブロックの水平移動は、相対的に1シーズン目に大きく現れ、その後シーズンを追う毎に小さくなり、3シーズン目ではほとんどゼロとなった。また、この水平移動は凍結土圧の大きく加わったブロックCで必ずしも大きく出ている訳でもない。タイロッド張力がいずれも許容値を越えていないことも合わせ考えれば、図-8の水平ブロックの移動は、凍結土圧による成分と共に、設置当初の背面土の沈下変形にもなって現れる成分が主であると思われる。

4. まとめ

多数アンカー式補強土壁実物大の試験壁を北見工業大学構内に設置し、3年間にわたって地盤凍結期の挙動観測を続けてきた。得られた主な結果をまとめると次のようになる。

- 1) 凍結土圧と部材応力について
 - a. 背面土の凍結に伴って、壁面ブロックに加わる凍結土圧とそれによるタイロッド張力の明らかな増加が認められた。
 - b. 凍結土圧の大きさは凍結面の形状によって変化する傾向が認められた。試験を行った補強土壁の場合には、寒気が壁面だけから進入するような条件下ではブロックを押し出すような水平方向の凍結土圧は大きくなる。
 - c. 本試験壁では背面土表面上に載荷重が無く平坦であるため、発生した凍上力が上方への変位として緩和され、壁面ブロックへの水平方向凍結土圧は下段ブロック程大きく現れた。
 - d. 本実験の範囲では、結果的にはタイロッド張力が許容値を越える事は無かった。しかし、水分条件や壁の形状によってはさらに大きな凍結土圧が加わり、補強部材の破損も有り得る事は容易に想定され、設置条件に対応した凍上対策が必要である。
- 2) 壁面ブロックの変位は最も大きな粘性土区間で、3シーズンの累計で数十mmであった。本実験の場合は部材応力が許容応力を越えていない事も有り、壁面ブロックの水平変位はシーズンを経る毎に小さくなり、3シーズン目にはほとんどゼロであった。この変位の原因としては、凍結土圧のだけで無く壁設置当初の背面土の沈下による変形などが考えられる。
- 3) 凍結土圧軽減対策としての断熱工法と置換工法の効果は十分に有る事が認められた。実務的には今後の対策工法の指針の確立が必要である。

最後に本実験に携わって頂いた北見工大卒業生（土質研究室）の大勢の方々に感謝の意を表します。

〈参考文献〉

- 1) 西田 健一；グラウンドアンカーの凍上被害と対策検討について、北海道土木技術会、技術研究発表報告集、1991
- 2) 鈴木 輝之、沢田 正剛、上野 邦行、安達 謙二；地盤凍結期における多数アンカー式補強土壁の挙動；土質工学会北海道支部、技術報告集、第34号、P242～247、1994.

石灰を用いた安定処理土の凍上特性について (第二報)

北海道工業大学 ○正会員 川端伸一郎
 同 正会員 神谷 光彦

1. まえがき

積雪寒冷地では道路のような凍結作用を受ける土構造物に対しては、凍上性の土を非凍上性の粒状材料に置換する対策工法が一般的である。そのため、寒冷地における道路建設では府県に比べ建設費が割高になる傾向にある。さらに、それら置換材料は将来的に不足してくることや、置換による掘削土の処分地の確保の難しさなどの問題点も生じつつある。それゆえ、自然環境の保全の面からも、凍上性の土や現地発生土などを改良してそれらの用途に用いることが必要となってくる。

このような背景から、筆者らはこれまで凍上性を示す数種の試料について耐凍上性の向上の方法として石灰等を用いた土質安定処理土の凍上特性について検討を行ってきた¹⁾。これまでの研究では、凍上量と強度の間には土質や含水比の違いによらず一義的な関係が確認されており、改良材を添加することにより凍上量を減少させることが可能であった。そこで本報告は、さらに新たに用いた試料について試験含水比や添加率などが強度や凍上特性に与える影響を検討したものである。

2. 試験試料と実験方法

試験に用いた試料の粒径加積曲線を図-1に、物理的諸元を表-1に示す。本試料は自然含水比が最適含水比よりもかなり湿潤側に位置しており、そのため自然含水比状態では一軸圧縮強度が求められないような低強度の土である。

用いた改良材は石灰であり、試験含水比により生石灰と消石灰を使用した。石灰の添加率は土の乾燥重量に対して3~7%で、一部の試験については10%の添加率でも行った。

試験含水比は自然含水比(生石灰使用)、最適含水比(消石灰使用)、調整含水比(最適含水比+5%の含水比、消石灰使用)の3パターンを設定した。

試験は、一軸圧縮試験と凍上試験およびCBR試験を行った。

一軸圧縮試験は径10cmのモールドを使用し、4.5kgランマーにより3層42回で突固めて供試体を作製した。この締固めエネルギーは、土質工学会基準(JSF T 711)のC法とほぼ等しい。養生日数は原則としては3パターンであり、6日、13日、27日間を20℃の恒温室で気中養生し、1日水浸の後に試験を実施した。

凍上試験は日本道路公団の仕様²⁾に基づいて、JSF T 711のE法(締固めエネルギーはC法と同じ)により突固めて供試体を作製した。養生日数は水浸養生4日を含めて7および28日とし、凍上試験期間は約1週間で、凍上試験終了後にCBR試験を行った。この試験では凍上率が5%未満(凍上量では6.25mm)で、供試体内に氷晶を含まないような凍結様式のもの、非凍上性材料と判定することができる。

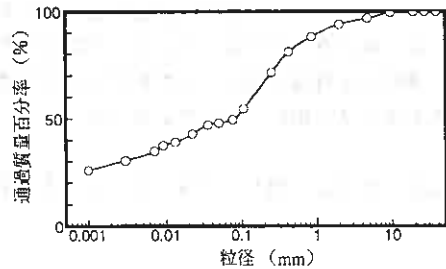


図-1 試料の粒径加積曲線

表-1 試料の物理的諸元

土粒子の密度 (g/cm^3)	2.650
自然含水比 (%)	30.0
塑性指数 (%)	26.0
最適含水比 (%)	15.9
最大乾燥密度 (g/cm^3)	1.814
細粒分含有率 (%)	50
日本統一土質分類	CL

締固め試験はC-a法による

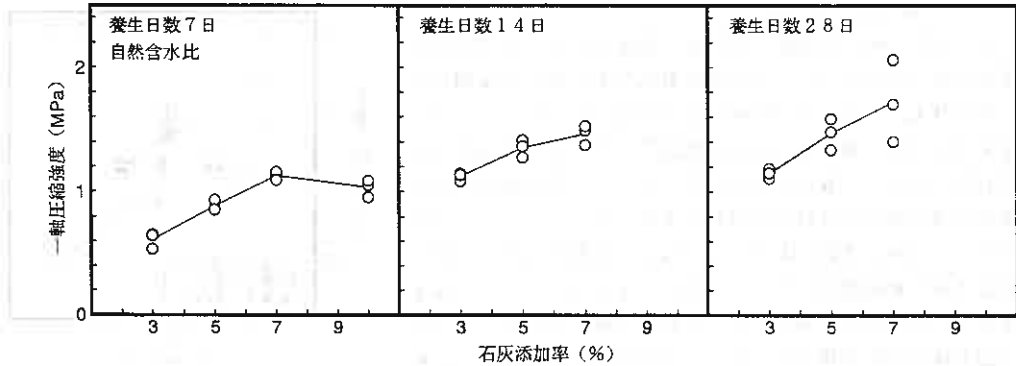


図-2 養生日数ごとの石灰添加率と一軸圧縮強度の関係

3. 試験結果と考察

3.1 一軸圧縮強度

自然含水比の養生日数ごとの石灰添加率と一軸圧縮強度の関係および石灰添加率ごとの養生日数と一軸圧縮強度の関係を図-2に示す。

一軸圧縮強度は石灰の添加率が多くなるにつれ、また養生日数の延長に伴い一軸圧縮強度が大きくなる傾向が見られた。しかし、養生日数が7日試験について石灰添加率を10%まで増加させたが、一軸圧縮強度は増加せず、逆に減少傾向を示した。一般に石灰量と強度の関係は比例関係ではなく、ある量以上に添加率を増加させると強度は一定または減少する場合がある³⁾。それゆえ、本試験に用いた試料の自然含水比では、最大の強度を与える添加率は、7日養生では7%程度であると考えられる。

つぎに、養生日数28日の各試験含水比の石灰添加率と一軸圧縮強度の関係を図-3に示す。一般に、生石灰は消化吸水反応により重量比で約1.32倍の消石灰になるため、単純にすべての試験含水比を石灰添加率で比較することはできないが、相対的に見ると最適含水比のものが大きな強度発現を示している。また、最適含水比よりも5%湿潤側に調整した調整含水比は最も低い強度を示し、試験含水比が強度に影響を与える結果となった。

生石灰による安定処理土の強度発現の要因の一つとして含水比の低下が考えられる。そこで石灰添加率と混合直後の消化吸水反応による含水比低下量の関係を示したものが図-4である。生石灰は重量比で約0.32倍の水を吸水して消石灰になる。この理論消化吸水反応だけでは消石灰は絶対乾燥状態であり、これに吸着力、毛管吸着力が働いて土と平衡状態になるまで水分が消石灰側に吸着される⁴⁾。このような反応から消石灰を用いた試料についても添加率の増加に伴って含水比の低下がみられるものであるが石灰添加率との間からは明確な関係は確認されない。

図-5は、このような生石灰の混合時に生ずる含水比の低下と一軸圧縮強度の関係を示したものである。図の横軸は、石灰混合後の

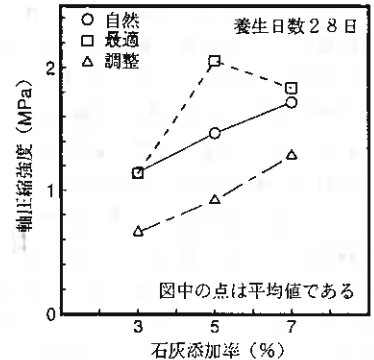


図-3 各試験含水比ごとの石灰添加率と一軸圧縮強度の関係

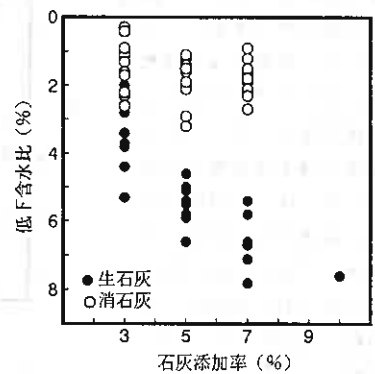


図-4 石灰添加率と低下含水比の関係

含水比 (ω) と無添加の最適含水比 (ω_{opt}) の差で表してある。この $\omega - \omega_{opt}$ は、石灰添加後の含水比の最適含水比に対する相対的な位置を示すものであり、プラス側が最適含水比よりも湿潤側にあることを意味し、マイナス側が乾燥側にあることを示している。養生日数 7 日までは、最適含水比の湿潤側 7~8% 以下で強度の収束がみられた。さらに、養生日数を延長するとその増加傾向は本試験の範囲内では収束せずにはほぼ直線的な変化となってくる。一般的な傾向として、試料含水比が非常に高くなると短期的な石灰処理効果は過剰含水のため強度増加の少ない場合が多いが、ポズラン反応は反応進行上十分な水を必要とするため長期の養生を行った場合には強度増加が確認される場合がある³⁾。すなわち、自然含水比が最適含水比よりもかなり湿潤側に位置する本試料の場合もこのような理由から養生日数の違いにより改良効果に差異が現れるものである。

3.2 凍上および CBR 試験

自然含水比の石灰添加率と凍上量の関係を図-6 に示す。養生日数が 7 日では石灰添加量の増加に伴って凍上量が増加し、添加率 5% 程度をピークに凍上量が減少する傾向を示した。また、本試験では石灰を添加しなかった供試体について凍上が確認されなかった。この原因としては本試験の試験含水比が 30% 程度 (飽和度 約 90%) と非常に高く、水分移動に必要なサクションが小さかったためと考えられる。そのため、自然含水比の短期養生では石灰添加によるサクション力の増大により凍上量が増したものである。しかし、養生日数を 28 日まで延長すると凍上量は添加率の増加に伴い直線的に減少している。そこで凍上量と CBR の関係を図-5 と同様に含水比の差で表したものが図-7~8 である。凍上量や凍上試験後の CBR は試験含水比が高く、養生期間が短期的な場合、改良効果は主に含水比低下によるものであり、含水比を低下させることにより逆に凍上を促進させることがある。また、長期的な改良効果は石灰添加による含水比の低下よりもポズラン反応による強度増加が卓越するため添加率に伴って直線的な傾向を示すものである。

つぎに最適および調整含水比の石灰添加率と CBR の関係を図-9 に、石灰添加率と凍上量の関係を図-10 に示す。CBR は全体に石灰添加率の増加に伴い増大しており、特に養生日数が 28 日の試験でその増加傾向は顕著である。また、試験含水比による CBR の影響は明確ではないが、養

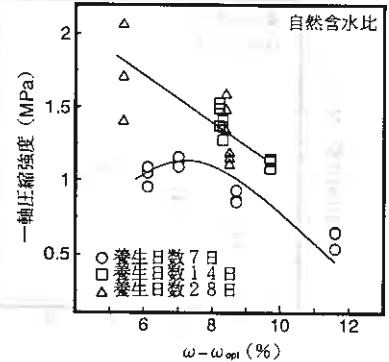


図-5 石灰混合後の含水比と最適含水比の差と一軸圧縮強度の関係

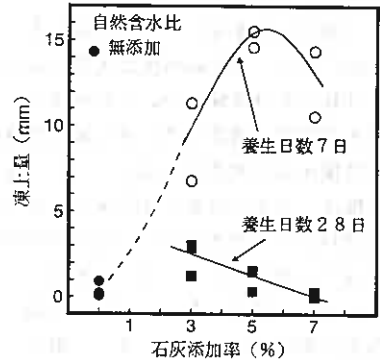


図-6 石灰添加率と凍上量の関係

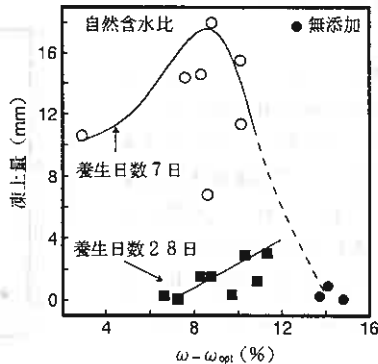


図-7 石灰混合後の含水比と最適含水比の差と凍上量の関係

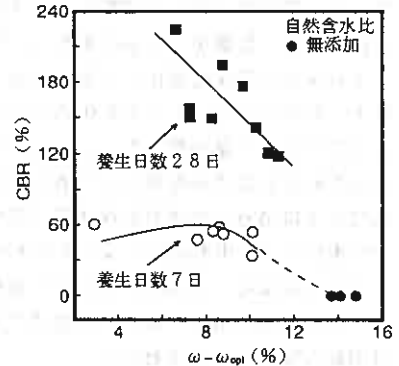


図-8 石灰混合後の含水比と最適含水比の差と CBR の関係

生日数の影響が大きい。しかし、図-10に見られるように凍上量で比較すると養生日数による違いもあまり見られなくなり、添加率の増加に伴ってほぼ直線的に凍上量が減少している。これは本試験含水比範囲では凍上量も非常に小さいため、顕著な差として現れなかったものである。

図-11は過去の実験から得られた他試料の凍上量とCBRの関係図において本試料の結果を加えたものである。一般に安定処理土の凍上性は強度と関連するとされており³⁾、本試料についても試験含水比や養生日数の違いによらず他試料と同様な関係が見られた。この結果から安定処理土は強度を増加させることにより凍上を抑制することが可能であり、CBRを100以上まで改良すると凍上率を5%以下にすることができることが確認された。

4. まとめ

安定処理土を耐凍上性の材料として使用することを目的として、石灰により安定処理した試料を用いて、一軸圧縮試験、凍上試験およびCBR試験を行い、試験含水比が安定処理土の強度特性と凍上特性に与える影響について検討した。

- 1) 含水比が高い試料では、短期強度は過剰含水のため強度の収束傾向がみられた。しかし、養生日数を延長することによるポソラン反応の促進によって改良効果は添加率を増加させることにより直線的な強度増加を示した。
- 2) 凍上量は石灰を添加することにより減少する。しかし、試験含水比が高い試料では養生日数を短期間にした場合、逆に凍上量を増大させる可能性がある。最適含水比やそれに近い試験含水比では凍上量の減少傾向は含水比や養生日数の違いはあまり見られず、ほぼ同一直線的な減少傾向を示した。
- 3) 過去の他試料の結果と同様に土の凍上量はCBRと関連し、含水比による影響などを加味してもCBRを100程度まで改良することにより、凍上率を5%以下にすることが可能であった。

参考文献

- 1) 柄澤 治, 川端 伸一郎, 神谷 光彦他(1994): 「石灰と微粉末スラグを用いた安定処理土の強度と凍上性」, 土質工学会北海道支部技術報告集, 第34号, PP. 248~PP. 251
- 2) 日本道路公団(1985): 「日本道路公団試験方法」, pp. 1・111~pp. 1・128
- 3) 日本石灰協会(1983): 「石灰による軟弱地盤の安定処理工法」, 鹿島出版会, pp. 18~pp. 28
- 4) 伊東範雄編(1969): 「生石灰による地盤改良」, 日刊工業新聞社, pp. 34~40
- 5) 石田 宏(1992): 「石灰等による低含水比火山灰質粘性土の凍害防止」, 凍害対策と寒さの利用に関するシンポジウム発表論文集, pp. 41~46

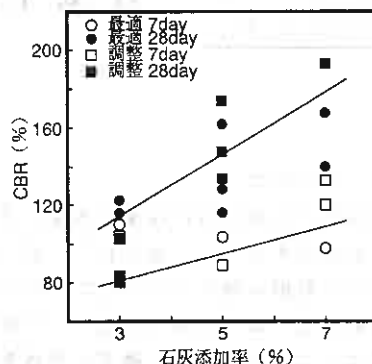


図-9 石灰添加率とCBRの関係

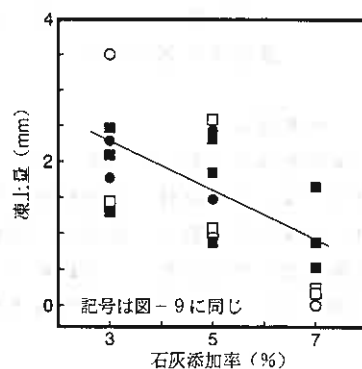


図-10 石灰添加率と凍上量の関係

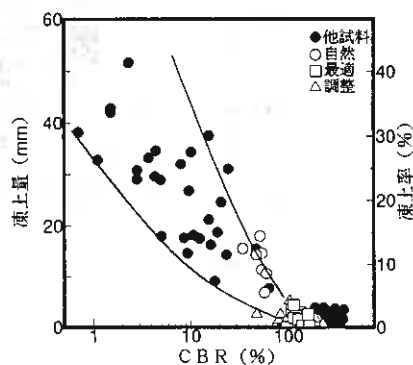


図-11 CBRと凍上量の関係

珪藻土地盤での盛土沈下観測について

北海道土質コンサルタント株式会社 正会員 ○松本 和正
 同 上 正会員 浅利 正明

1. はじめに

道東の斜里地区に珪藻を多量に含む軟弱地盤が分布する。このような珪藻土地盤は、道北や道南にも分布することが知られている。道内の珪藻土についてはこれまでに物理的性質や力学的特性について数例の報告がなされているが^{1)・2)}、盛土施工にともなう沈下観測に関する事例報告はないと思われる。筆者らは斜里地区に分布する珪藻土地盤で、道路盛土の沈下観測を行う機会を得た。小文は、これらの結果の概要と考察をとりまとめて報告するものである。

当報告で着目したのは次の点である。

- ・物理的特性・力学的特性
- ・沈下特性（圧密沈下量、圧密速度）
- ・盛土後の強度変化



図-1 調査位置

2. 地盤概要

調査地は斜里郡小清水町である（図-1）。調査地付近は、屈斜路軽石流堆積物が形成した火山灰台地の北縁部に位置し、北側は沖積低地に限られる。道路建設が予定されている路線は、火山灰台地が深く開析された後に沖積層に埋積された溺れ谷地形部

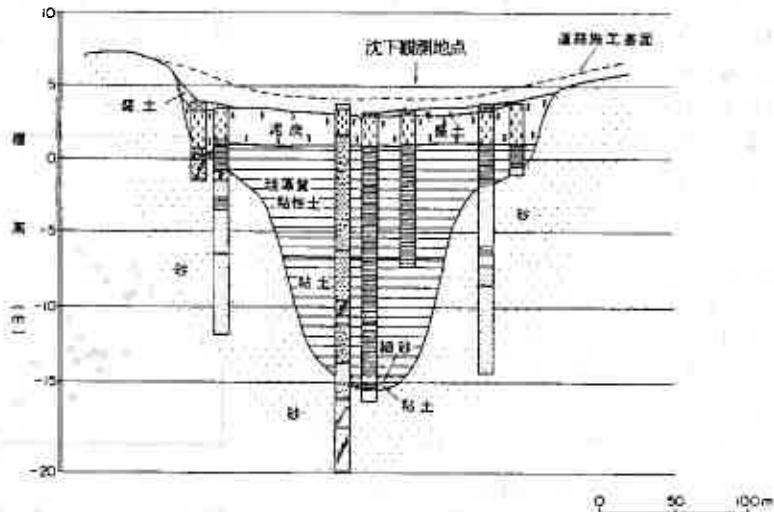


図-2 推定土層断面

For Observation of a fill Sbsidense at the Diatomeeas Earth Ground:Kazumasa MATSUMOTO and Masaaki ASARI(Hokkaido Doshitsu Consultant Co.,Ltd.)

を横断する。調査路線の地盤構成は、下位に第四紀洪積層の砂（主に火山灰の2次堆積物）が分布し、この洪積層が開析された谷状地を埋積して第四紀沖積層の泥炭、珪藻質粘性土、粘土がほぼ水平に分布する（図-2）。

表層部の泥炭は繊維質で層厚は約3mである。珪藻質粘性土は泥炭の下部に層厚7~8m程度堆積している。この下には、砂の薄層を挟在する粘土（最大層厚8m）が分布する。

珪藻質粘性土は、みかけはシルトまたは粘土であり、最上部に分布する泥炭とは明らかに異なる。写真-1は、調査地の珪藻質粘性土から抽出された珪藻の顕微鏡写真である。珪藻とは10~500μm程度の大きさの珪酸質の殻を有する単細胞藻類である。

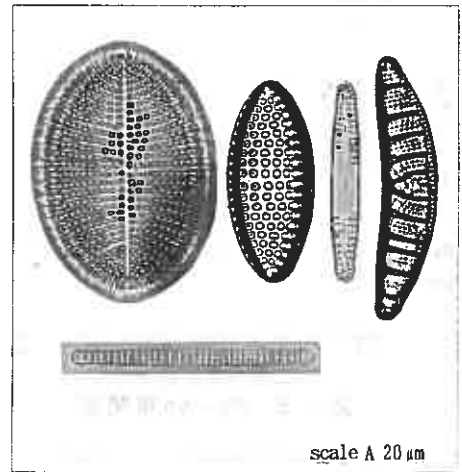


写真-1 調査地の珪藻質粘性土から産出した珪藻

3. 珪藻質粘性土の物理的性質

調査地に分布する珪藻質粘性土と泥炭の物理的性質を表-1にまとめる。また、図-3~6には自然含水比を指標とした各物性値との相関図を示した。図中には調査地の珪藻質粘性土や泥炭と比較するため、石狩低地に分布する泥炭性土の物性値も併記した。

表-1 調査地の表層泥炭と珪藻質粘性土の物理的性質

項	目	表層泥炭	珪藻質粘性土
自然含水比	w_n %	500~950	200~500
土粒子の密度	ρ_s g/cm ³	1.4~1.6	1.9~2.3
湿潤密度	ρ_t g/cm ³	0.9~1.0	1.05~1.20
強熱減量	L_i %	45~90	15~30
初期間隙比	e_0	10~17	5~11

図-3~6に示したとおり、珪藻質粘性土の物理的性質はつぎのようにまとめられる。

- ・自然含水比は $w_n = 200 \sim 500\%$ と高含水比である。しかし、泥炭のように手で握ると脱水する兆候はみられない。
- ・土粒子の密度は $\rho_s = 1.9 \sim 2.3$ g/cm³ の範囲に分布し、石狩泥炭とほぼ近似している（図-3）。
- ・初期間隙比は $e_0 = 5 \sim 11$ を示し、調査地の泥炭や石狩泥炭の一部よりは小さいものの、概ね石狩泥炭に匹敵する高い空隙比にある。含水比との関係では、つぎのような良好な相関性がある（図-4）。

$$e_0 = 0.017 \times w_n + 1.56 \quad (\text{相関係数 } r = 0.97)$$

なお、図中には「泥炭性軟弱地盤対策工指針」に示されている相関式も実線で併記した。

- ・湿潤密度は $\rho_t = 1.0 \sim 1.2$ g/cm³ であり、同含水比の泥炭よりやや大きく、図-5に併記した理論曲線（飽和度 $S_r = 100\%$ 、 $\rho_s = 2.0$ g/cm³）に良く近似する。
- ・強熱減量は $L_i = 0.05 \times w_n$ の相関が強い。素地の泥炭性土では $L_i = (0.10 \sim 0.15) \times w_n$ の関係が知られているが、明らかに傾向が異なる。

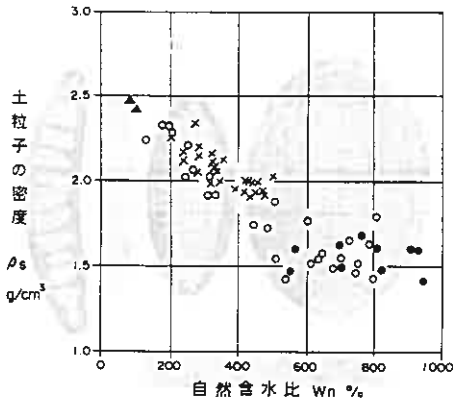


図 - 3 ρ_s - W_n 相関図

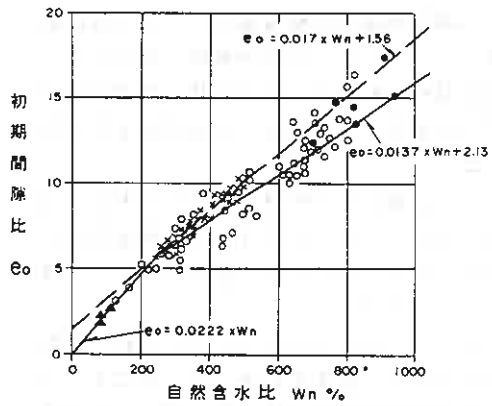


図 - 4 e_0 - W_n 相関図

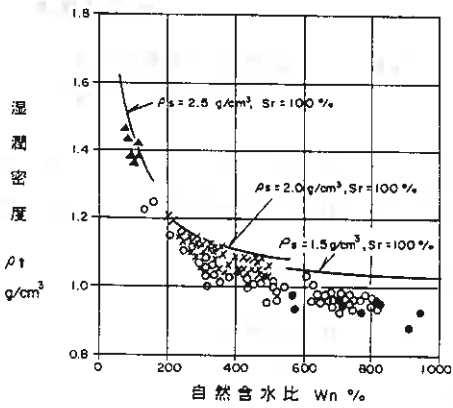


図 - 5 ρ_t - W_n 相関図

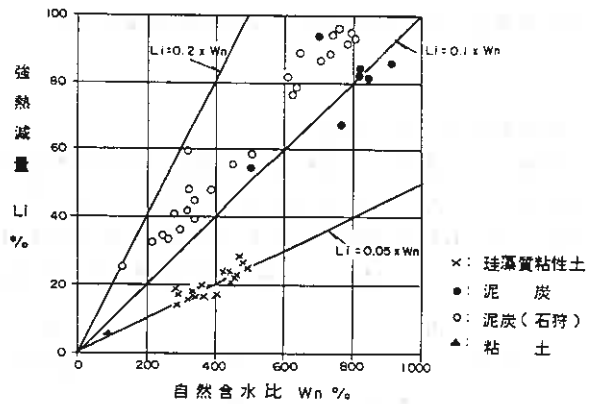


図 - 6 Li - W_n 相関図

4. 力学的特性および圧密特性

図 - 7 に観測地点の土質柱状図と素地地盤の静的コーン貫入抵抗 q_c 、一軸圧縮強さ q_u および圧密降伏応力 p_c を対比して示す。

(1) 力学的特性

力学的特性は、次のようにまとめられる。

- ① 珪藻質粘性土の q_c 値は、深度方向にほぼ直線的に増加する。
- ② 珪藻質粘性土の q_u は、深度方向に次式のような増加傾向が認められる。

$$q_u = 0.05z + 1.3 \quad \text{tf/m}^2 \quad (z: \text{深度 } m)$$

沖積粘土の q_u を、 $q_u = 0.4z + 2$ で推定できるという報告³⁾もあるが、これに比べてもかなり小さい値である。なお圧縮時の脱水はなかった。

(2) 圧密特性

圧密特性は以下のとおりである。

- ① 圧密降伏応力 p_c は深度方向にほぼ直線的に増加する。

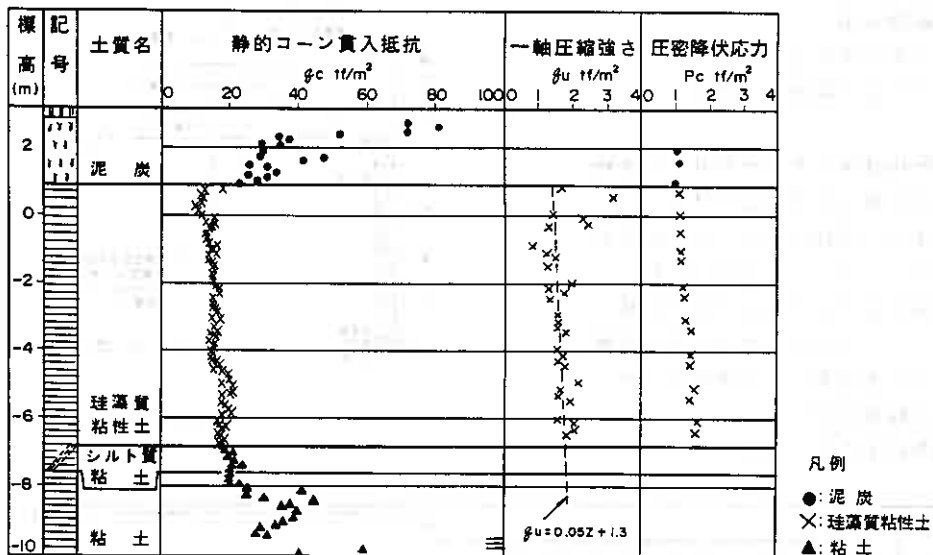


図-7 素地地盤の力学的特性と圧密特性

② 圧縮比 ($C_c / 1 + e_0$) を w_n と対比して図-8にまとめた。珪藻質粘性土の圧縮比は次の特徴がある。

- ・ 同含水比の泥炭に比べて圧縮比は明らかに小さい。これは圧縮性が小さく、荷重条件が同じであれば珪藻質粘性土の方が圧密量は小さいことを示す。
- ・ w_n との関係では、 w_n の増加に概ね比例して大きくなり、次式で回帰できる。

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = 0.00021 \times w_n + 0.23 \quad (200 \leq w_n \leq 500)$$

泥炭では、次の近似式が提案されている⁴⁾が、明らかに泥炭とは傾向が異なる。

$$\frac{C_c}{1 + e_0} = \frac{0.01 \times w_n}{2 + 0.016 \times w_n}$$

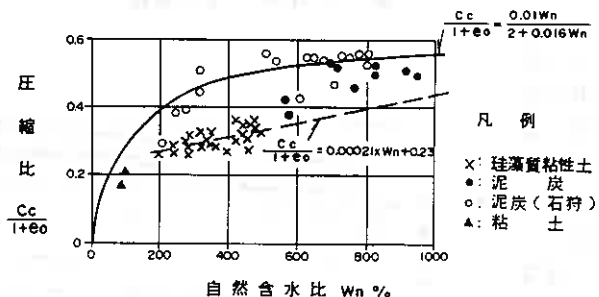


図-8 $\frac{C_c}{1 + e_0} - w_n$ 相関図

5. 沈下観測結果

(1) 盛土施工及び沈下観測

盛土施工と沈下観測は、次のように行った。

- ・ 盛土形状は図-9のとおり、1次盛土と2次盛土の2回に分けた。
- ・ 盛土材は、現地で発生した火山灰を用いた。 $(\gamma t = 1.3 \sim 1.6 \text{ t/m}^3)$
- ・ 土層毎の沈下量を測定するため盛土のセンターに地表面型沈下計と深層型沈下計を設置し、計測を行った。

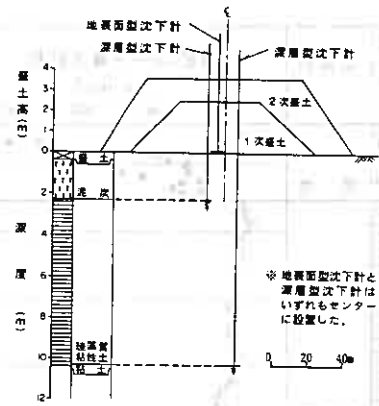


図-9 沈下計設置図

(2) 沈下観測結果

沈下観測結果を図-10に示す。

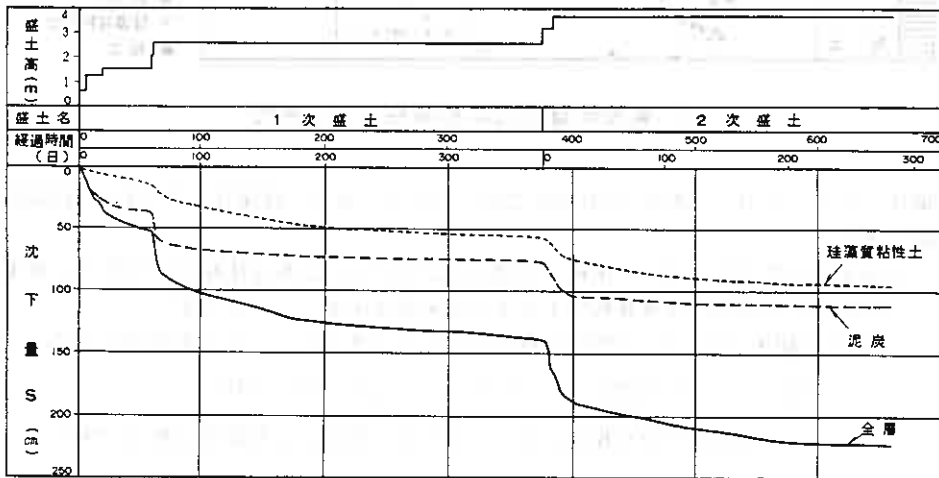


図-10 時間-沈下曲線

また、図-11は、2次盛土の圧密度と経過日数を示している。珪藻質粘性土は半年で圧密度80%に達していることがわかる。

(3) 圧密沈下の推定

圧密試験の結果から珪藻質粘性土の圧密沈下量と沈下速度を求め、実測値との比較をする。

1) 圧密沈下量

圧密沈下量の推定はC c法とe.法で行い、解析に用いる圧縮比、 $e - \log P$ 曲線(図-12)は全

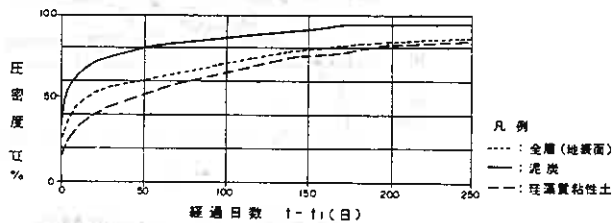


図-11 圧密度-経過日数結果図

試験結果の平均から求めた。

圧密沈下量は表-2のとおりであり、両方法による推定法で概ね合う。

表-2 圧密沈下量 S (cm)

土層 推定法	1次盛土				2次盛土				全圧密量
	泥炭	珪藻質 粘性土	下部 粘土	合計	泥炭	珪藻質 粘性土	下部 粘土	合計	
Cc法	73.0	77.4	7.0	157.4	10.8	46.3	8.0	65.1	222.5
e。法	66.0	75.3	6.6	147.9	12.9	46.7	7.8	67.4	215.3
双曲線法	76.6 (76.3)	64.6 (57.0)	7.5 (5.9)	148.7 (139.2)	35.5	43.4	11.3	90.0	229.2*

() は測定終了時の沈下量

※測定終了時点の沈下量に2次盛土分の沈下量を合計したもの

2) 沈下速度

沈下観測を開始する前の珪藻質粘性土の沈下速度予測では、圧密度80%に達するまでに約4~5年程度の日数が必要と考えられた。しかし、実際は、図-10のとおり、約半年という短い期間に80%の圧密度に達してしまった。そこで、測定値と圧密試験のCvから検討をしておいた。図-13はP-Cv曲線であり、図-14は、Cvの違いによる沈下速度の違いを示したものである。結果は次のとおりであった。

①増加荷重に対応するCvで推定される沈下速度は盛土の沈下挙動よりも遅くなる。

②実測値と推定値がほぼ一致するのは、得られるCvの平均を5~10倍した場合である。

このような推定値の違いは、珪藻質粘性土の構造の問題や圧密試験上の問題などが考えられるが、現段階では不明である。

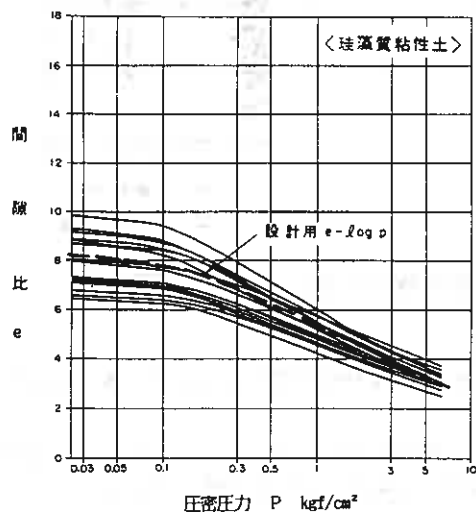


図-12 e-log p 曲線

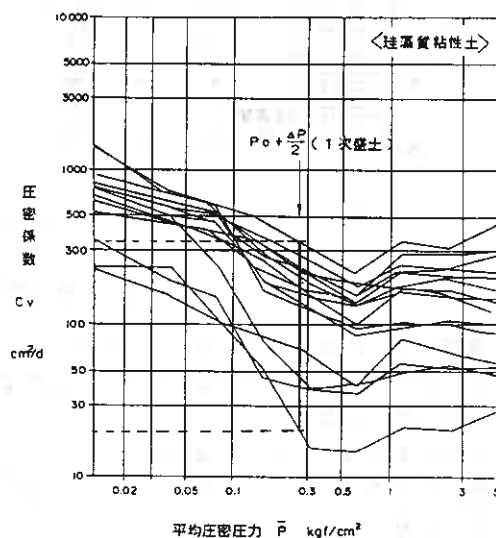


図-13 $\bar{P} - C_v$ 曲線

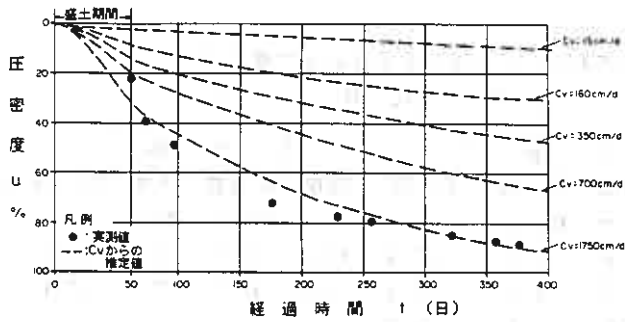


図-14 沈下速度

6. 強度増加率

盛土施工後の q_c , q_u , p_c の変化を図-15に示す。

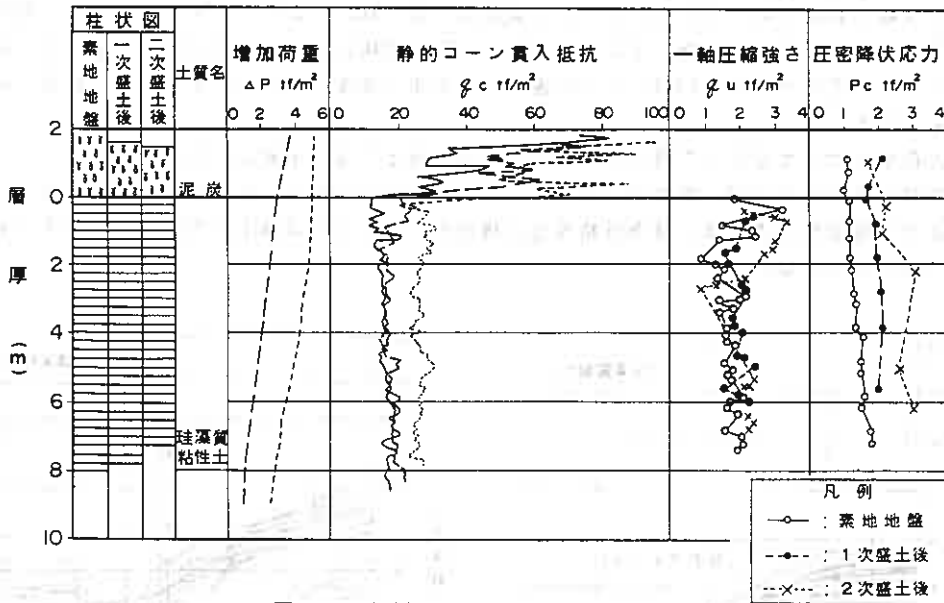


図-15 力学的特性、圧密特性の変化

珓藻質粘性土の各試験値の変化は次のとおりである。

- ① q_c は1次盛土後の増加はわずかに上部で認められる以外不明瞭であるが、2次盛土後は明瞭な強度増加が認められる。
- ② q_u の変化は q_c ほど明瞭ではない。ただし、上部程強度増加していることがわかる。強度が盛土前後で逆転している箇所もあるが、試料採取時や試験時の乱れの影響が含まれている可能性がある。
- ③ p_c は、盛土荷重の増加にともない明瞭に増大している。

$c_u = q_u / 2$ として素地地盤の $q_u / 2$ と土被り圧 p_c から得られる強度増加率 m は次のとおりである。

$$m = 0.50 \sim 0.60 \quad (m = c_u / p_c)$$

「道路土工—軟弱地盤対策工指針」（日本道路協会、1986）では土質別の強度増加率について以下のように示しているが、珪藻質粘性土の強度増加率は、泥炭の値と類似していることが判明した。

- ・泥炭・・・0.35～0.50
- ・粘性土・・・0.30～0.45
- ・シルト・・・0.20～0.35

7. まとめ

オホーツク沿岸に珪藻を多量に含む軟弱層が分布する。当報告では珪藻質粘性土の沈下特性などについて考察した。要旨をまとめると次のとおりである。

- ①自然含水比や湿潤密度、あるいは間隙比などの物理的性質は従来報告されている傾向と類似する。これら物性値と自然含水比との相関性は、泥炭に比べると良好であり、当報告では以下のような近似式を得た。

$$e_o = 0.017 \times w_n + 1.56$$

$$L_i = 0.05 \times w_n$$

- ②圧密沈下量の推定は、Cc法や e_o 法でも概ね可能である。この場合Cc法で用いる圧縮比は w_n と良好な相関関係が認められ、次式で近似できる。

$$C_c / (1 + e_o) = 0.00021 \times w_n + 0.23 \quad (200 \leq w_n \leq 500\%)$$

- ③圧密沈下速度の推定は、室内試験で得られるCvそのまま用いると圧密度を小さく見込むことになる。今回の結果では、Cvを5～10倍程度大きく見込むことにより実測値とほぼ一致する結果となった。

- ④強度増加率mは、珪藻質粘性土で $m = 0.50 \sim 0.60$ であり泥炭の値と類似する。

今回の報告は一地域での調査報告である。今後は道内の他の地域に分布する珪藻質粘性土との比較を試みることにより、さらにその特徴について検討を加えたいと考えている。

最後に、現地での調査において多大な御協力を賜った北海道農政部背戸田弘幸氏と同小竹省二氏に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1)若松幹男（1973）：「道内沖積平野におけるケイ藻質土」，土質工学会北海道支部技術報告資料，p43.
- 2)高橋重之・吉田憲弘・田中信幸・下島恒二（1992）：「軟弱珪藻土地盤の工学的特性および下水道布設工事例」，土質工学会北海道支部技術報告集，p33.
- 3)阪口理（1968）：「粘性土強さの推定方法について」，日本建築学会大会学術講演梗概集.
- 4)若松幹男・藤岡雄二・田中宏（1986）：「泥炭性軟弱地盤の簡便な沈下量予測」，泥炭に関する研究討論会論文集，p129.

石炭灰を利用した地中連続壁の設計・施工と挙動について

北海道電力株式会社 会員 阿曾 康夫
 " " ○ 松村 瑞哉
 北海道大学工学部 " 福田 文彦
 " " 松永 英也

1. はじめに

石炭灰は、全世界で年間約5億トンが発生しているといわれており、日本では約580万トンが発生している。北海道電力の保有する苫東厚真、砂川、奈井江の各石炭火力発電所（発電設備容量は6基、1,550MW）では約80万トンが発生している。

このうち苫東厚真発電所では、既設1,2号機で約23万トン、3号機で約4万トン（予定）の石炭灰が発生し、セメント混和剤、乾燥剤等に有効利用しているが、その割合は20~50%程度であり、大部分は灰捨場にて処分している。

今後とも我国のエネルギー産業を支える化石燃料としての石炭およびその灰の処理は全国大の大きな問題であり、石炭灰の有効利用について通産省、電気事業連合会、各電力会社等で、活発に検討されている。

今回紹介する地中連続壁工法は、このような動きを踏まえ遮水工法の有利性はもとより、その有効利用の観点からも発電所から産出する石炭灰を近傍の工事に積極的に使用した一つの例の紹介である。

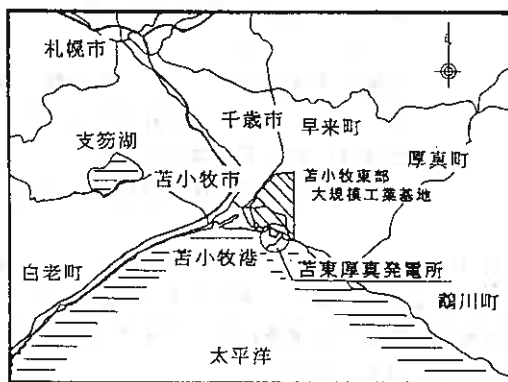


図-1 位置図

2. 工事の概要

(1) 灰捨場の概要

苫東厚真発電所の発電設備は、1号機（35万KW）が昭和55年に、2号機（60万KW）が昭和60年に運転開始し、現在、95万KWが稼働中である。

今回の対象は増設の3号機であり、商用プラントとしては我国で初の加圧流動床複合発電方式（PFBC）を採用し、出力は8.5万KW（蒸気タービン7.4万KW、ガスタービン1.1万KW）である。

3号機は、平成5年6月15日に本格着工し、現在建設中であり、運転開始は、平成8年10月を予定している。

今回増設する灰捨場（静川地区）は、既設灰捨場の北側に総面積約25haを造成するものである。

当灰捨場は、平成5年5月に開発行為許可、平成5年6月に産業廃棄物処理施設設置許可を受け、直ちに工事に着手した。

表-1 発電所の概要

区分	諸元・概要
所在地	北海道苫小牧市字弁天 北海道勇払郡厚真町字浜厚真
原動力	汽力およびガスタービン
形式	加圧流動床ボイラ複合発電方式
出力	85,000KW
使用燃料	石炭（海外炭）
冷却用水	海水 3.6m ³ /sec（深層取水）

Design and Behaviour of Diaphragm Wall with Flyash ;

Yasuo ASO , Mizuya MATSUMURA (Hokkaido Electric Power CO., INC)

Fumihiko FUKUDA , Hideya MATSUNAGA (Faculty of Engineering , Hokkaido University)

(2) 地盤特性

当地は、勇払原野の東側に位置し、地形は標高5～6m前後の平坦な地形を示す。西側には河川勾配が1/2,000と極めて緩い勾配をもつ安平川が蛇行しながら太平洋に注ぎ、一方東側約1kmのところには、標高約20mの丘陵地性台地が南北に横たわる。当地はこの両者に挟まれたところに位置し、大規模な沖積低地形成の一つのパターンである後背湿地の地形を示している。地質は、以上の地形パターンを反映して湿地性堆積物とされる泥炭層が表層部付近に分布し、その下位は海性の厚い粘性土が連続性をもって堆積している。

泥炭層の厚さは、約2.5～3.0mであり、また、その上層の火山灰層は約1.5mの厚さで一様に分布している。泥炭層の下部の粘土層は、約15～20mの厚さで一様に分布している。

透水係数は、火山灰層、泥炭層が 10^{-3} cm/sオーダー、粘土層が 10^{-6} cm/sオーダーである。

調査位置を図-2、地質断面を図-3に示す。

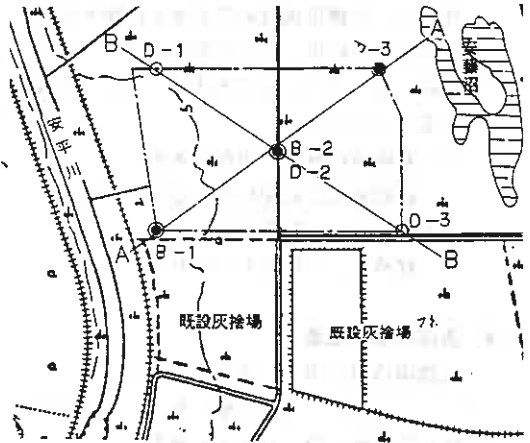


図-2 地質調査位置図

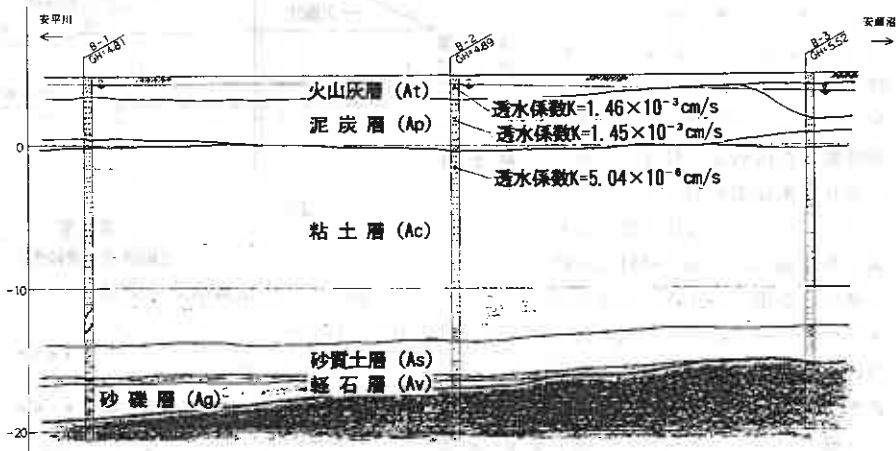


図-3 地質断面図

(3) 採用の経緯

石炭灰は、「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」で燃えがらと定義され産業廃棄物と指定されている。廃棄物の最終処分場の構造は、「廃棄物処理法」とこれに基づく「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令」で定められている。

遮水工の構造基準としては、保有水等が埋立地から浸出することを防止するために遮水工を設ける必要があり、その工法としては、粘土、ビニールシート、アスファルト等を布設したり、あるいは不透水層まで止水矢板を打込む等の工法がとられることなどが記されている。

苫東厚真発電所の灰捨場は、従来、底面、側面部にフライアッシュの転圧により遮水層を設ける工法や、ジオロックシート等のビニールシートを周囲に打ち込む等の工法を採用してきた。

今回、3号機用灰捨場の遮水工は種々の検討を実施した結果、以下の理由により自硬性安定液工法（以下、SG工法という。）を採用することとした。

- 石炭灰の有効利用ができる。
- 跡地利用で杭を打ち込むような場合でも、遮水工に障害を与えない。
- 経済性、工程ともに優れている。

(4) 造成工事の概要

灰捨場造成工事は、平成5年度にペーパードレーン工事、一次盛土他を施工し、平成6年度に遮水壁工事、緑化工事他を施工した。平面、断面をそれぞれ図-4、5に、工事施工フローを図-6に示す。

ペーパードレーン工事は、飽和した粘性土地盤に天然の砂のかわりに人工排水材を打設し、圧密排水のための水みちを人工的に造ることによって、排水距離を減じて圧密時間の短縮を図ることを目的とし、当灰捨場では、盛土の下部地盤の泥炭層まで打設し、盛土荷重により圧密促進を図った。

ペーパードレーン打設終了箇所より一次盛土を実施した。盛土材料は灰捨場内の発生土を用い、まきだし厚さ30cm、タイヤローラーによる8回の転圧により、締め固めを行った。

その後、冬期間工事を中断し、平成6年4月より遮水壁工事を実施した。遮水壁工事は、泥水のかわりに石炭灰を混合した自硬性安定液（以下、SG液という。）を用いて、掘削壁面の崩壊を防ぎながら、地中に所要の厚さ、深さをもった溝型の穴を連続して掘削し、SG液の硬化により遮水壁を形成するものである。

3. 設 計

(1) 遮水壁の設計

遮水壁の設計強度は、簡易的な2次元弾性解析を実施し決定した。

一軸圧縮強度の圧縮応力に対する必要安全率をコンクリート標準示方書（土木学会）の無筋コンクリートの場合に準じて $f_s = 4$ とし、遮水壁に要求される一軸圧縮強度を $qu = 6 \text{ kgf/cm}^2$ とした。また、室内配合強度は室内と現場の強度比を1.5、材料の変動係数を1.5、土砂混入時の強度比を1.3とし、 $6 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.3 = 17.5 \text{ kgf/cm}^2$ とした。

遮水壁の透水係数は、「産業廃棄物の処理および清掃に関する法律」より不透水層とみなされる $1 \times$

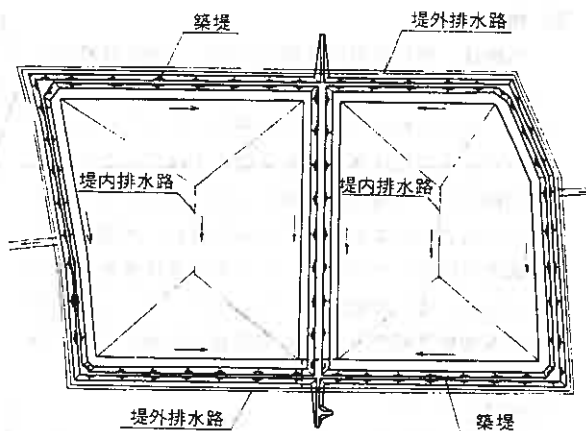


図-4 灰捨場平面図

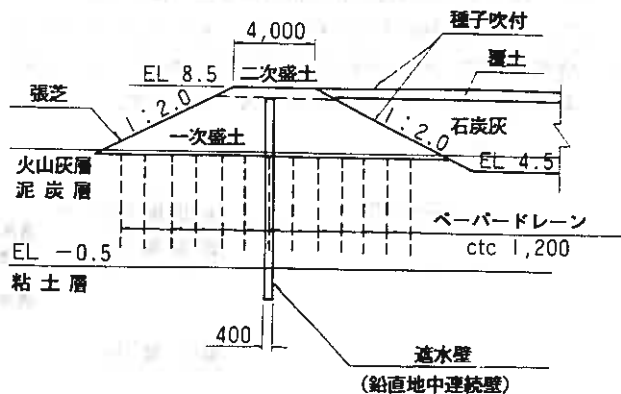


図-5 灰捨場標準断面図

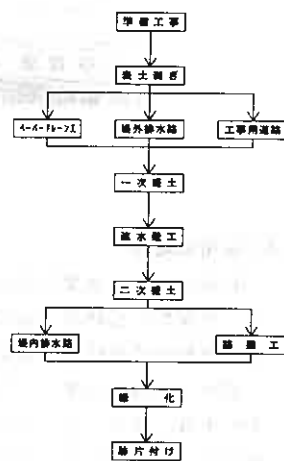


図-6 工事施工フロー図

10⁻⁵cm/s以下とした。

なお、Pロート流下時間はポンプの圧送限界値である13秒以下、フリージング率は施工性を考慮し3%以下とした。

(2) 自硬性安定液の配合設計

S G液への石炭灰の利用を図るため苫東厚真発電所2号機から発生する石炭灰を用いて、室内配合試験を実施した。室内配合試験にあたっては、苫東厚真発電所で使用している石炭灰が13炭種あるため、代表的な5炭種を使用した。

従来の自硬性安定液は、水1㎡あたりベントナイト50~60kg、セメント160~240kg、遅延剤0~2kgを添加混合し作製される。今回の石炭灰S G液では、石炭灰を使用することでベントナイト量、セメント量の低減が可能となり、また、スラリー密度が1.4g/cm³以上と大きいため孔壁の安定性および固化壁の耐久性に優れている。

室内試験に用いた5種の石炭灰の物理的性質を表-2、化学的性質を表-3に示す。

石炭灰は、シルト分を多く含み、球形粒子である点で共通した性質があった。しかし、石炭灰種による粒子密度(=比重)、比表面積(=ブレン値)、pH、電気伝導度(水懸濁液として)、化学成分などにおいてかなり差が認められた。

石炭灰S G液の特徴と配合設計法は、まず石炭灰のスラリー化特性を調べるため、「灰+水」スラリーについて、含水比を変化させてフロー値(Pロート流下時間として測定)とフリージング率を測定した。含水比を増すとフロー値(秒)は減少し、フリージング率は大きくなる。ここでは、結果の図を省略するが、「含水比~フロー値・フリージング率の関係曲線」は、灰種によって異なり、各灰のスラリー化特性を反映するものであった。

含水比w=45%の「灰+水」スラリーのフロー値と、石炭灰S G液の硬化前目標値(フロー値13秒以下、フリージング率3%以下)を満足するための1㎡あたりの「灰+セメント」量の関係を図-7に示す。セメント量が多少変化しても「灰+セメント」量として管理すれば良いことが確認されており、「灰+水」スラリーのフロー値によって単位「灰+セメント」量はほぼ決定できる。

図-7によって決定された最適「灰+セメント」量のもとでベントナイト10kg/㎡としてセメント量を変えて、セメント量と一軸圧縮強度の関係を調べたものを図-8に示す。強度は、灰種によって異なることがわかる。

室内目標強度(qu=17.5kgf/cm²)を得るための必要セメント量とw=45%の「灰+水」スラリーのフロー値との関係を図-9に示す。これによりフロー値の大きい灰ほどセメント量を多く必要とすることがわかる。

材令28日における強度と透水係数の関係を図-10に示す。透水係数は、強度が高いほど小さくなって

表-2 石炭灰の物理的性質

試料	粒子密度 (g/cm ³) JIS A5201	比表面積 (cm ² /g) JIS R5201	単位水量 比 (%) JIS A6201	MB吸着 量 (mg/g) CAJ51-61	粒度分布 (%) JIS A 1204		
					<5 μm	5-75 μm	75 μ -2mm
WA	2.20	2900	95.3	0.46	23	74	3
MQ	2.08	2560	95.3	0.25	19	77	4
大同	2.37	2970	96.2	0.46	15	81	4
平羽	2.30	2840	97.6	0.40	15	81	4
OP/BA	2.25	3230	97.6	0.71	15	83	2

注) WA:ワンボ、MQ:マッコリー、
OP/BA:オプティマム、ブレアソールの混炭である。

表-3 石炭灰の化学的性質

(電導度: nS/cm, 化学成分: %)

試料	pH	電導度	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	lgls	計
WA	11.2	0.18	65.7	17.5	7.4	1.3	0.95	1.7	1.1	0.17	1.5	97.3
MQ	6.7	0.10	63.3	22.8	3.6	1.1	0.64	1.4	1.1	0.05	1.4	95.4
大同	12.3	0.58	51.6	20.2	18.2	2.1	0.71	2.7	0.42	0.34	2.1	98.4
平羽	11.2	0.16	44.8	41.8	5.4	2.9	0.37	0.76	0.20	0.42	1.4	98.1
OP/BA	11.1	0.13	58.9	29.3	2.8	3.2	0.97	0.65	0.13	0.14	1.9	99.0

● ベントナイト=10kg/㎡

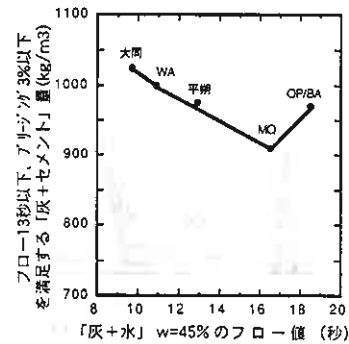


図-7 「灰+水」スラリーのフロー値と最適「灰+セメント」量

いる。強度10kgf/cm²以上で透水係数を目標の10⁻⁵cm/s以下に達成できた。

以上、石炭灰SG液の配合設計は、まず「灰+水」w=45%のPルート流下時間を試験し、図-7によって「灰+セメント」量を決定し、次に図-9によってセメント量を決定し、これによって灰量、水量を決定するという手順で工事では13種類の灰について行った。

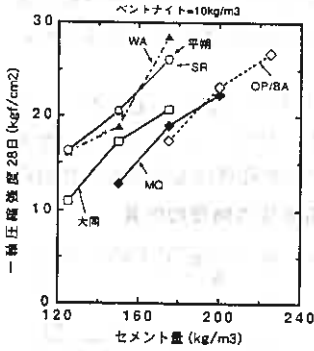


図-8 セメント量と28日強度の関係

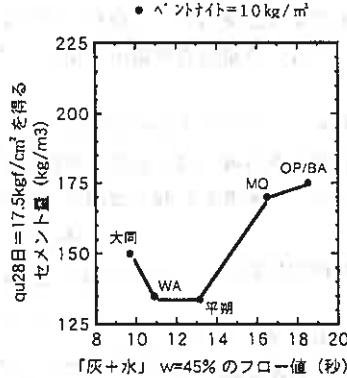


図-9 「灰+水」スラリーのフロー値と必要セメント量

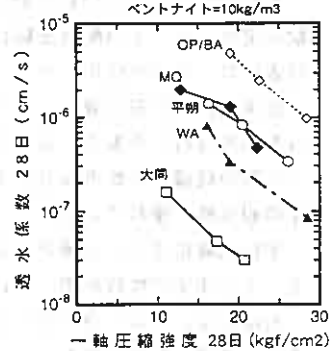


図-10 強度と透水係数の関係

4. 施工

(1) 施工方法

遮水壁工の施工フローを図-11、使用材料を表-4に示す。

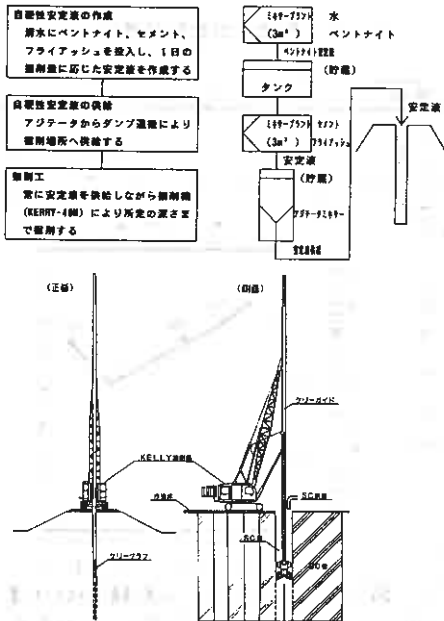


図-11 遮水壁工事施工フロー図

SGプラント設備配置図を図-13に示す。

石炭灰は、苫東厚真発電所2号機から発生したものを石炭灰専用運搬車にて現場へ運搬し、石炭灰ストックヤードへ貯蔵した。ストックヤードは、2台の掘削機が昼夜連続施工できる容量約600m³を確保

掘削は、ケリー掘削機で行い、ケリーバーの先端に装着されたグラブの強力な油圧式開閉装置とケリーロッドの自重によって、グラブを押し入れながら土に食い込むように作動させて掘削する。

掘削中はSG液を常に孔内に充満させておき、孔壁面の崩壊を防止し、時間の経過とともに所定の強度と止水性を発現させる。

ケリー掘削機は、昼3ガット/機、夜3ガット/機の計6ガット/機を標準施工量とし、2台（先行機、後行機）にて施工した。

ガット割付図を図-12に示すとおり、掘削は中間内挿法により実施した。

表-4 使用材料一覧

種別	仕様
石炭灰	苫東厚真発電所2号機発生灰
固化材	高炉B種セメント
ベントナイト	山形産250メッシュ
運送剤	SG用(F0-1)

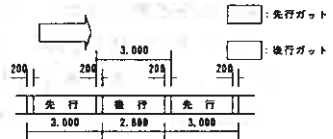


図-12 ガット割付図

した。

石炭灰ストックヤードからの運搬は、タイヤショベル（1.0㎡）にてホッパーへ投入し、幅400mm、長さ13mのベルトコンベアにてモルタルプラントへ搬入した。

セメントは、45tセメントサイロに貯蔵し、モルタルプラントへ搬入した。

ベントナイトは、灰捨場内の地下水を使用し、3㎡のベントナイトミキサーにて練り混ぜ、27㎡×2台、22㎡×2台の液槽に貯蔵し、モルタルプラントへ搬入した。

モルタルプラントでは、フライアッシュ、セメント、ベントナイトをそれぞれ計量し、1バッチ0.6㎡で練り混ぜ、アジテーターに貯蔵した。

アジテーターからSG液運搬トラック（6㎡水槽付）にて、SG液供給トラック（6㎡水槽付）へ運搬した。SG液供給フローを図-14に示す。

本工事では、石炭灰SGを利用することにより通常のプラントに対して、以下の点を改良した。

- ①湿粉（含水比10～15%）の払い出しをスムーズにするため、ホッパーおよび計量器の受け口・出口の広さと角度を改良し、さらにバイブレーターとエアハンマーを設置した。
- ②粘性が高い（Pロート10～15秒）ため、従来SGミキサーによる練り混ぜが不可能であり、自転羽根と公転羽根により特殊遊星運動を行い、短期間に強制的に練り上げることができるミキサーを用いた。

(2) 施工実績

SG液の品質管理の性状試験の項目は表-5に示すとおりとし、練り上がり直後の供試体（以下、作製SG液という。）と打設直後の供試体（以下、孔内SG液という。）において実施した。

掘削は、平成6年4月27日より開始し、平成6年7月25日に完了した。

ケリー掘削機1台あたりの施工実績を図-15に示す。

掘削開始後半月ほどで軌道に乗り、160㎡/日・台前後の掘削・打設面積となった。また、SG液の割増は先行、後行パネルとも当初計画より若干多くなった。これは、泥炭層と粘土層の境目付近からの逸泥が予想よりも大きかったためと思われる。

作製SG液のPロート流下時間および密度の経時変化を図-16に示す。灰種の変化に伴って配合もその都度変わるため多少のバラツキはあるが、Pロート流下時間が11～14秒、密度が1.45～1.55であり、施工性および孔壁の安定性が確保できる性状となった。

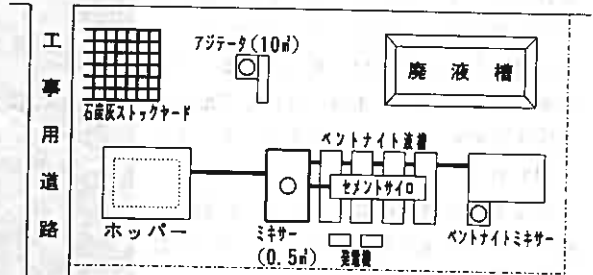


図-13 SG工法プラント配置図

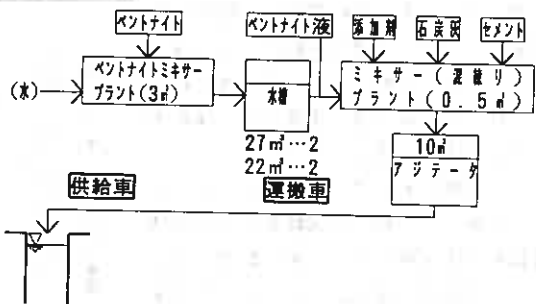


図-14 SG液供給フロー図

表-5 SG液品質管理項目

試験名	試験方法	頻度	管理値
比重	マッドバランス	1回/日	計算値-0.005、+0.015
粘性	Pロート	1回/日	15秒以下
一軸圧縮強度	一軸圧縮試験機	100m³ 毎、3試料/回	目標値の85%以上
透水係数	透水試験機	300m³ 毎、3試料/回	10 ⁻³ cm/s以下

作製SG液の強度を図-17に示す。強度を経時的に表したものであるが、同種の灰を用いた場合でも強度にバラツキがみられるのは、石炭灰が湿粉で搬入されるため、含水比を測定(3~4回/日)して配合を決定する際の水分補正量の差異によるものと思われる。

強度および透水係数について、作製SG液と孔内SG液の関係を図-18、図-19に示す。

孔内SG液について強度と透水係数の関係を図-20に示す。室内試験と同様に強度の増加にしたがって透水係数は小さくなっている。また、目標としている透水係数 $K = 1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下は、強度が $qu = 6 \text{kg/cm}^2$ 以上のときすべて満足されている。

また、現地において28日経過後のボーリングを実施し、一軸圧縮試験および現場透水試験を4本実施した。一軸圧縮強度は、ボーリング位置、深度によりバラツキはあるが最小値で 17kgf/cm^2 、また透水係数は最大値で $3.23 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ であり、十分設計値を満足している。



写真-1 灰捨場全景写真

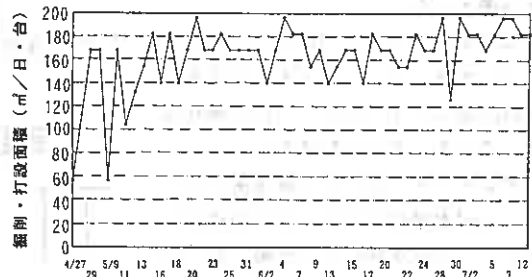


図-15 施工実績



写真-2 遮水壁工事施工状況

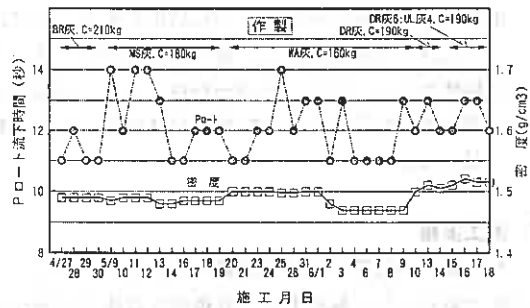


図-16 Po-t流下時間、密度の経時変化

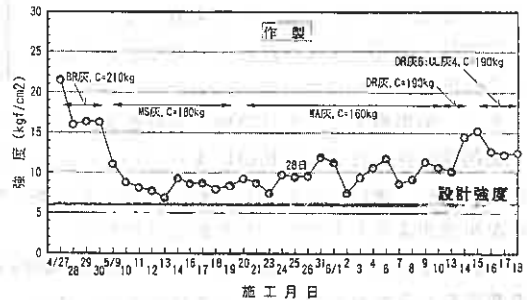


図-17 強度の経時変化

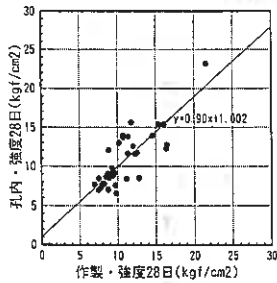


図-18 作製SG流と孔内SG流の強度の関係

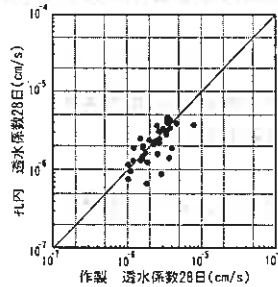


図-19 作製SG流と孔内SG流の透水係数の関係

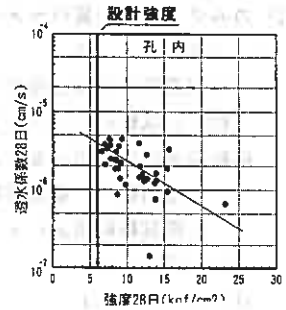


図-20 強度と透水係数の関係

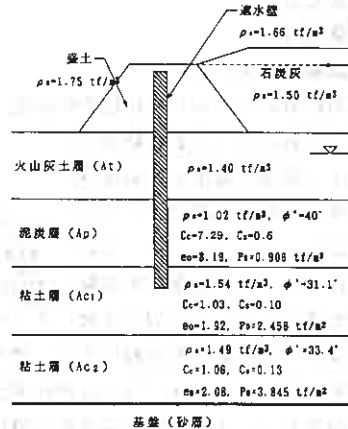
5. 地中連続壁の挙動解析

当灰捨場に石炭灰が埋立てられた後の遮水壁および盛土の挙動を予測するため、弾塑性モデルのひとつであるカムクレイモデルを用いた有限要素法によって地盤変形を解析した。

(1) 解析条件

解析は、オリジナルカムクレイモデルおよび線形弾性モデルによる圧密連成解析とし、Britto, Gunnによって開発された有限要素法による地盤変形解析用プログラム (CRISP) を用いて行った。このプログラムは、地盤材料としてカムクレイモデル、修正カムクレイモデルおよび線形弾性体の3種類が使用できる。計算は、パーソナルコンピュータを使用した。

有限要素メッシュは施工前に実施した土質試験結果 (図-21参照) により図-22に示すとおり設定した。解析範囲は、水平方向については盛土の中央から左右59.4m、鉛直方向については砂層を基盤と考え粘土層までとする。地盤の材料モデルとして、泥炭層 (Ap)、粘土層 (Ac1、Ac2) についてはオリジナルカムクレイモデルを用い、火山灰層 (At)、盛土、遮水壁および石炭灰については線形弾性体を用いた。有限要素メッシュの境界条件として、変位は左右端において水平方向を拘束し、下端で鉛直、水平両方向を拘束した。また、透水については地表面、左端および下端を排水境界とした。



※ 図中の土質データは標準圧密試験および三軸CU試験結果による。ただし泥炭層については三軸試験を行っていないので、泥炭の ϕ' が一般に $34 \sim 48^\circ$ であり、当地の自然含水比が900%程度であることから $\phi' = 40^\circ$ と設定した。
 e_0, P_e : 標準圧密試験から求められる圧密降伏時の間隙比および平均有効応力

図-21 土質試験結果

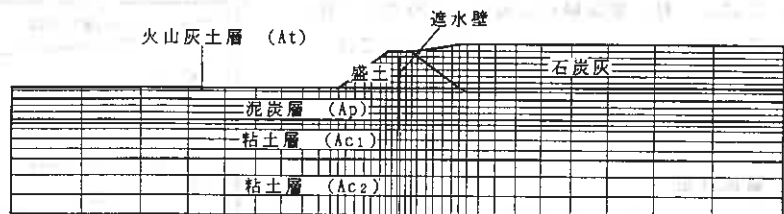


図-22 解析メッシュ図

(2) カムクレイの土質パラメータ、地盤内原位置応力および降伏応力の設定

a 土質パラメータ

有限要素解析に必要なパラメータは、図-21に示す三軸CU試験のデータおよび標準圧密試験、透水試験の結果を用い、表-6のとおり設定した。

(a) 圧縮指数λ、膨張指数κ

圧密試験結果より $\lambda = 0.434 \times C_c$ 、 $\kappa = 0.434 \times C_s$ と設定した。

(b) ポアソン比ν

せん断抵抗角 ϕ' からJakyの提案した推定式より K_0 値を求め $\nu = K_0 / (1 + K_0)$ によって算出した。

(c) MおよびΓ

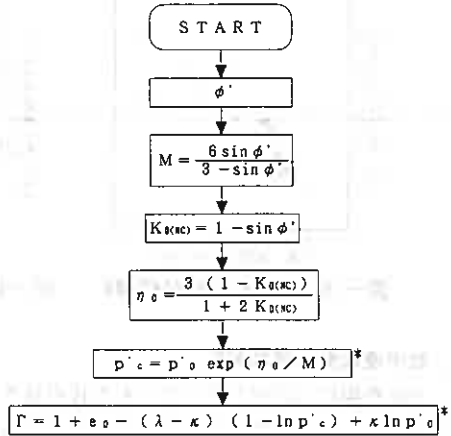
MおよびΓは、λ、κおよび ϕ' より図-23に基づき設定した。

(d) 透水係数K

透水試験結果より設定した。

b 地盤内原位置応力および降伏応力の設定

地盤内原位置応力は土質試験から得られた土の密度、地下水位および ϕ' より推定した K_0 値によって設定した。また、カムクレイモデルの降伏応力については、標準圧密試験から求めた降伏応力と原位置の土被り圧から求めた降伏応力を比較すると、標準圧密試験から求めた降伏応力がやや大きく、軽い過圧密状態であると推定されるが、今回は過圧密比がそれほど大きくないことから地盤は正規圧密状態にあるものと仮定して、土被り圧から求めた降伏応力を採用した。



* p'_0, e_0 : 標準圧密試験から求められる圧密降伏時の平均有効応力および間隙比
 p'_c : オリジナルカムクレイモデルによる降伏応力

図-23 カムクレイパラメータを求めるためのフロー図

表-6 解析地盤土質パラメータ

土質	モデル	ヤング係数 E (tf/m ²)	ポアソン比 ν	λ	κ	M	Γ	透水係数 (m/day)
火山灰土(A1)	弾性体	800	0.33	-	-	-	-	3.4
盛土	弾性体	800	0.33	-	-	-	-	3.4
遮水壁	弾性体	20000	0.30	-	-	-	-	8.6×10^{-4}
石灰灰	弾性体	1000	0.33	-	-	-	-	0.45
泥炭(Ap)	カムクレイ	-	0.26	2.526	0.319	1.636	10.215	0.42
粘土(Ac1)	カムクレイ	-	0.39	0.391	0.051	1.248	3.226	1.3×10^{-4}
粘土(Ac2)	カムクレイ	-	0.35	0.460	0.056	1.348	3.927	1.1×10^{-4}

(3) 弾性材料のパラメータの設定

火山灰層、盛土および石灰灰については、従来一般的に用いられている値より、遮水壁については、一軸圧縮試験による E_{50} よりヤング係数を設定した。また、ポアソン比については、従来一般的に用いられている値を用い、表-7のとおり設定した。

(4) 解析結果

泥炭層、粘土層の盛土中央における圧縮量の経時変化を実測値と解析結果の両方について図-24に示す。実測値と解析結果を比較すると、粘土層においては一次盛土開始から14日目で解析結果が実測値よりも8cm過大に、401日目で

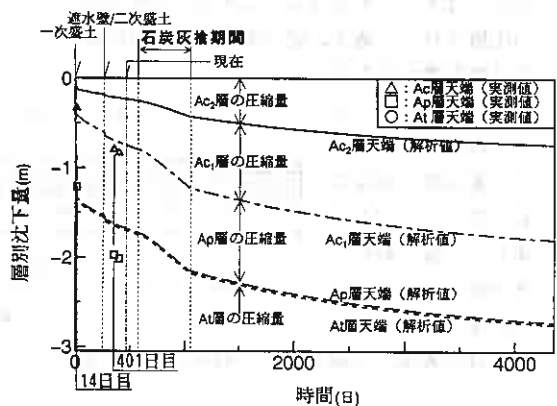


図-24 盛土中央における圧縮量の経時変化

は12cm過少に圧縮量を評価している。これは、2本のボーリングデータにより層厚14.5mの粘土層の挙動を予測していることを考慮すれば、十分にシミュレートできているといえる。また泥炭層は一次盛土開始から14日目において実測値と解析結果の差はほとんどない。しかし、解析での一次盛土による泥炭層の圧縮は、一次盛土終了と同時にほぼ終了しているのに対し、実測値では一次盛土終了後においても泥炭層は圧縮し続けている。このため、370日目における解析結果は実測値より35cm少ない圧縮量となった。解析の最終段階（一次盛土開始から約13年後）における地表面の沈下量は約2.8mであった。

遮水壁の変形挙動を遮水壁施工時（一次盛土開始から255日目）、石炭灰の埋立開始直前（同570日目）、石炭灰の埋立終了時（同1,050日目）、解析終了時（同4,650日目）について図-25に示す。石炭灰埋立に伴う地盤の側方流動によって、遮水壁の下部が堤外にふくれだし、上部は堤内に引き込まれるような挙動が認められる。また、遮水壁のせん断破壊についての最小安全率は $F_s=2.07$ であった。

今回の解析で、粘土層についての沈下挙動は実際の挙動をシミュレートできているが、泥炭層では実測値と解析結果の開きは大きくなった。この理由としては本来無機粘土を対象に開発されたカムクレイモデルを泥炭に適用したことが一つの原因として考えられる。今後、石炭灰埋立後にも実測の継続を予定しており、挙動について確認していきたい。

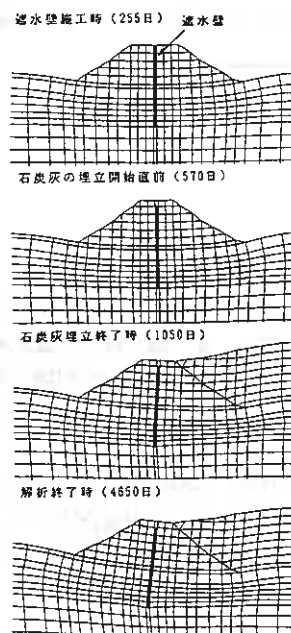


図-25 遮水壁の変形挙動

6. おわりに

本報告は、苫東厚真発電所3号機増設工事に伴う灰捨場造成工事に採用した石炭灰を使用した地中連続壁の設計、施工と挙動について報告した。

石炭灰は、関係各所において有効利用の検討が行われているが、現在は大量に使用できるのはわずかであり、また、火力発電所の灰捨場については土地の問題、跡地利用の問題、海上投棄の問題などがあり、有効利用が望まれている。

本報告が、これら諸問題の参考になれば幸いである。

最後に、本報告を進めるに際しご指導、ご協力をいただいた北海道大学の三田地教授、工事を施工した苫東3号機土木本工事（大林・山口・北電興業・雨龍・楡）共同企業体の皆様、その他関係各位に紙面を借りて感謝の意を表するものであります。

気泡混合固化土に対する長期材令と暴露の影響について

北海道開発局開発土木研究所 正会員○松田 泰明
" 正会員 西川 純一
不動建設(株)東京本社 正会員 桑原 正彦
" 北海道支店 正会員 村田 基治

1. はじめに

近年の高規格道路の整備に伴い、土木構造物に作用する土圧の軽減対策が重要な課題となっている。この対策として、盛土材料や裏込め材料の軽量化・固結化が考えられる。また、最近では建設工事にともなって発生する残土の処理が問題となってきており、この残土の軽量・固化材料への利用が期待されている。

これらのことから、現地発生土として北海道に広く分布している火山灰を利用した軽量盛土・裏込め工法の開発を目的として、火山灰に水・気泡・セメントを混合した気泡混合固化土の研究を行ってきた。^{1)~7)}

今回、気泡混合固化土の約2年間の長期暴露試験を行った結果、強度低下もなく良好な結果が得られた。本報文では、気泡混合固化土の暴露条件の違いによる強度、密度などの変化について報告するとともに、打設後の暴露条件を考慮した品質管理試験方法の妥当性・被覆の効果等について述べる。

2. 試験方法

1) 材料

試験には、札幌市滝野産火山灰(支笏降下火砕堆積物)を材料土に用いた。火山灰の物性を表-1に示したが、これを10mmフルイでスクリーニングした。他に、固化材としてセメント系固化材を、気泡剤は界面活性系気泡剤を用いた。

2) 配合

盛土材としての目標強度は、不良土を安定処理して再利用できる強度とし、材令7日の一軸圧縮強さを1.5kgf/cm²以上⁸⁾とした。配合は、先に行った基本物性試験結果^{1)~2)}から表-2に示すものとした。

表-1 火山灰の物性値

支笏降下火山灰		比重	2.402
粒度特性	礫 (%)	17.5	
	砂 (%)	50.2	
	シルト (%)	26.0	
	粘土 (%)	6.3	
密度 γ_s (g/cm ³)		1.603	

表-2 配合表

1 m ³ 当たりの配合				設計密度 (g/cm ³)	調整含水比 (%)
水 (kg)	火山灰 (kg)	気泡量 (ℓ)	固化材 (kg)		
147.94	752.06	395.85	100.00	1.00	60

注) 調整含水比 γ_a : 材料土に加水し含水比を調整したものの。 $\gamma_a = \text{水の重量} / \text{土の重量}$

*火山灰の含水比を33.7%として計算

3) スラリー製造

本試験では、施工プラントにより作成した気泡混合固化土を用いた^{2)~3)}。施工プラントによる気泡混合固化土の作成は、図-1に示すように火山灰・水・固化材・気泡を2軸パドル型ミキサーに投入、攪拌・混合したのち、スクイズポンプにより圧送し、実験ピットに打設した。

Strength of Foam-Mixed Solidified-Soil affected by long term exposure. :

Yasuaki MATSUDA, Jun'ichi NISHIKAWA(Hokkaido Development Bureau),

Masahiko KUWABARA, Motoji MURATA(Fudo Construction Co.,LTD.)

3. 供試体作成

材令28日までの供試体は、造成した気泡混合固化土をφ5×h10cmのモールドに採取し、ビニールでラッピングした後恒温器（20℃）で養生した。また、暴露供試体は、気泡混合固化土を深さ2.25m、幅4.23m、長さ4.50mの実験ピットに打設したのち、材令28日で掘削し、約0.5mの立方体を暴露条件を変え放置した。暴露状況を写真-1に、試験条件を表-3に示す。

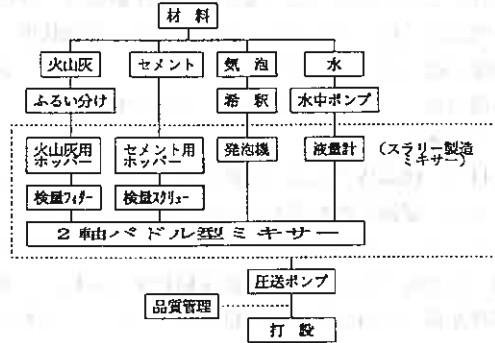


図-1 気泡混合固化土作成工程

4. 供試体の表面性状

各暴露供試体の表面性状の目視観察を行った結果、ケース1、ケース2では、表面の劣化は認められなかった。一方、ケース3では、表面の細粒分が風雨等により流され、ケース1・2に比べ表面が荒い状態であった。このことから、実際の施工においては、何らかの表面保護を行う必要があると考えられる⁹⁾。

表-3 試験ケース

ケース	試験条件	養生期間	供試体の大きさ
ケース1	被覆を行わず、屋内に放置	28日～778日(750日間)	約0.5mの立方体
ケース2	透明ビニールで全体を被覆し、屋外に放置	同上	同上
ケース3	被覆を行わず、屋外に放置	同上	同上
参考	恒温器(20℃)、モールド養生	0日～28日(28日間)	φ5×h10cmモールド

5. 試験方法

恒温器で養生した供試体を材令1日・7日・28日で一軸圧縮試験、湿潤密度、含水比の測定を行った。また、材令778日経過時の暴露供試体表面から約15cmの位置からコアサンダーにより採取した試料で一軸圧縮試験、湿潤密度、含水比の測定を行った。



写真-1 暴露状況

6. 試験結果と考察

1) 材令と気泡混合固化土の物性

a) 一軸圧縮強さ

材令と一軸圧縮強さの関係を図-2に示す。一軸圧縮強さは暴露後も増加しており、いずれの暴露条件においても強度の減少は認められない。最も条件の厳しいケース3でも材令28日の一軸圧縮強さを下回ることにはなかった。また屋内に放置したケース1と屋外暴露のケース3を比較すると、ケース3の方が強度の伸びが小さく、ケース1の約1/3であった。被覆有りのケース2と被覆無しのケース3を比較すると、ケース3の方が強度の伸びが小さく、ケース2の約2/3であった。このことから、暴露条件が厳しいほど強度増加が

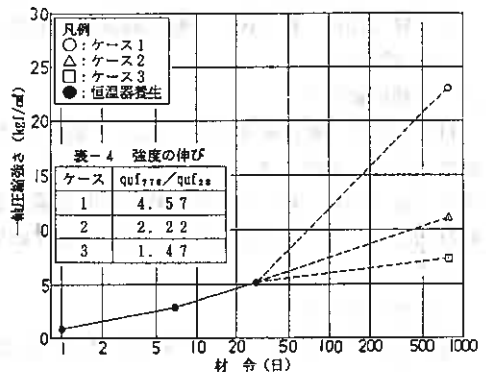


図-2 材令と一軸圧縮強さの関係

少ないことがわかった。現在、一軸圧縮強さの評価を材令28日で行っているが、試験結果から暴露状態でも強度の低下が認められないことから、これまでの強度評価方法^{5) 6)}が現状では妥当であると判断できる。

b) 含水比

材令と供試体含水比の関係を図-3に示す。この結果から、暴露条件を問わず含水比は減少しており、ケース1・3（屋内・屋外）、ケース2・3（被覆の有無）を比較すると、一軸圧縮試験結果と同様に、暴露条件が厳しいほど含水比の低下が著しいことがわかった。

c) 密度

材令と供試体密度の関係を図-4に示す。この結果から、暴露条件を問わず密度は減少しており、ケース1・3（屋内・屋外）、ケース2・3（被覆の有無）を比較すると、一軸圧縮試験結果と同様に、暴露条件が厳しいほど密度の低下が著しいことがわかった。

この時、計算より求めた乾燥密度がほぼ同程度であったことから、暴露供試体の含水比の低下により密度が減少したものと考えられる。

2) 乾湿繰り返し試験と屋外暴露試験との比較

これまで、気泡混合固化土の耐久性の確認を行うため、乾湿繰り返し試験⁶⁾を実施している。ここでは、この乾湿繰り返し試験結果と屋外暴露試験（ケース2、3）との比較検討を行う。

乾湿繰り返し試験では、供試体を材令3日後に型枠から外し、初めに温度20℃・湿度70%で一週間気中養生、次に温度20℃で一週間水浸養生し、これを1サイクルとして1（材令14日）、3（材令42日）、5サイクル（材令70日）終了後、一軸圧縮試験、密度試験、含水比試験を行っている。

a) 一軸圧縮強さ

材令28日の一軸圧縮強さを1.0とした場合の材令と強度の変化の関係を図-5に示す。この図から5サイクル（材令70日）終了時の乾湿繰り返し試験の強度の伸びは、ケース3とほぼ同程度の伸びを示す結果となった。

b) 密度と含水比

材令28日の密度を1.0とした場合の材令と密度の変化の関係を図-6に示す。この図から、乾湿繰り返し供試体は若干の密度増加となったが、暴露供試体では

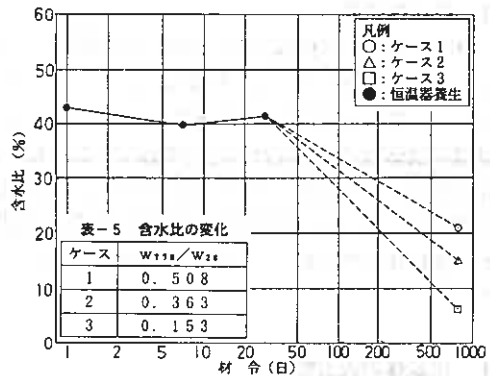


図-3 材令と含水比の関係

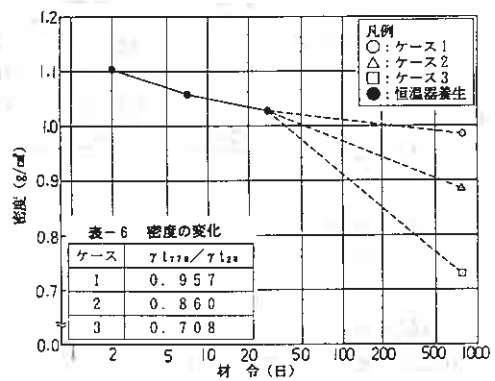


図-4 材令と密度の関係

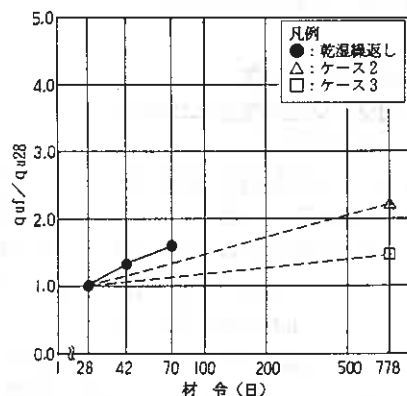


図-5 材令と強度の変化の関係

密度は減少した。これは、乾湿繰り返し試験と暴露試験の養生条件が異なるため、暴露試験の供試体では含水比が低下し、そのため密度が小さくなったものと考えられる。

3) 被覆の効果

暴露試験結果から、暴露条件の違いにより一軸圧縮強さ、含水比、密度とも差が生じることが明らかとなった。つまり、屋内と屋外を比較すると屋内放置した方が、また、被覆の有無で比較すると被覆を行った方が気泡混合固化土の品質を確保できることが明らかとなった。

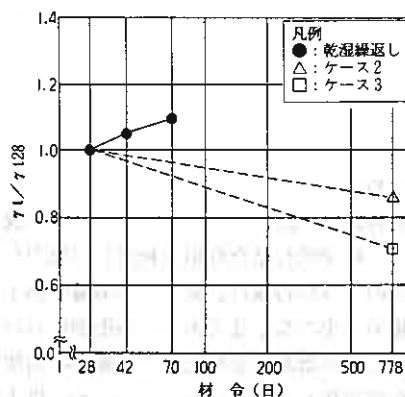


図-6 材令と密度の変化の関係

7. まとめ

約2年間の暴露試験の結果より、気泡混合固化土の暴露の影響について以下のことが明らかとなった。

- 1) 一軸圧縮強さ・密度・含水比とも、屋内被覆無し、屋外被覆有り、屋外被覆無しの順で小さくなり、一軸圧縮強さは、最も厳しい屋外暴露供試体でも、28日強度を下回ることなく、強度が増加していた。これは、28日強度を固化後の強度の評価指針とすることに問題のないことを示している。
- 2) 実際の施工に際しては、何らかの表面被覆を行うことにより、気泡混合固化土の表面付近の品質の低下は軽減できることが明らかとなった。
- 3) 乾湿繰り返し試験の結果と比較すると、養生条件の違いが影響して、暴露供試体は乾燥側の挙動を示すが、一軸圧縮強さでは乾湿繰り返し試験結果と今回の実験での屋外暴露供試体の試験結果に大きな差はなかった。

現在、これまでの研究成果をふまえて現場施工を行っており、施工結果や気泡混合固化土の品質（地盤中での長期材令と暴露の影響）などについて今後発表していきたい。

-参考文献-

- 1) 徳盛, 日下部, 山口, 村田; 現地発生土を用いた気泡ソイルセメントの強度, 第47回土木学会年次学術講演会要集, 1992. 9
- 2) 松田, 三原, 西川, 桑原, 村田, 日下部; 現地発生土を用いた気泡混合固化土の基本物性と検証実験, 土質工学会北海道支部技術報告集, 1993. 2
- 3) 松田, 西川, 桑原, 日下部, 三浦; 火山灰を用いた気泡混合固化土の施工実験, 第28回土質工学研究発表会講演集, 1993. 6
- 4) 三原, 松田, 西川, 桑原, 村田; 火山灰を用いた気泡混合固化土の室内試験および原位置試験, 第28回土質工学研究発表会講演集, 1993. 6
- 5) 松田, 三原, 西川, 桑原, 村田, 日下部; 火山灰を用いた気泡混合固化土の強度・変形特性, 土質工学会北海道支部技術報告集, 1994. 2
- 6) 松田, 三原, 西川, 桑原, 村田, 日下部; 火山灰を用いた気泡混合固化土の耐久性, 第29回土質工学研究発表会講演集, 1994. 6
- 7) 西川, 松田, 三原, 桑原, 村田; 火山灰を用いた気泡混合固化土の配合に関する一考察, 第49回土木学会年次学術講演会要集, 1994. 9
- 8) 北海道開発局土木試験所; 「北海道における不良土対策マニュアル(案)」, 1985. 2
- 9) 森, 井上, 伊藤, 佐藤, 沼田, 加賀谷; 気泡混合補強土の特性について-その7-暴露試験結果, 第29回土質工学研究発表会講演集, 1994. 6

排土式深層混合処理工法の現場実験結果について

北海道電力(株) 正会員 岩佐 英昭
 不動建設(株) ○正会員 久保 慎一

1. はじめに

深層混合処理工法は、セメントミルク等の改良材を軟弱粘性土と地盤中で攪拌混合し、化学的な結合作用を利用して強固な地盤を形成する地盤改良工法である。その大きな特徴は、施工中の地盤の盛り上がりや側方変位が小さく、振動・騒音も極めて小さな工法であり、市街地において多く採用されている。しかしながら、近年の既設構造物近傍での施工の増加に伴い、僅かの地盤変位でもその影響が問題化してきている。このため、排土式工法も実施されている¹⁾が、この工法においても、地盤を攪拌・混合させる際の周辺拘束圧による強度に与える影響が考えられる。

このような問題に対し、排土式工法の現場実験を実施し、通常型工法との比較を行うことにより、その実用性を確認した。

現場実験は、北海道電力(株)の知内発電所構内において実施した。

2. 地盤特性

現場実験位置の地盤は、主にN値3~7、含水比28~31%の砂礫混じりシルトで構成された上部埋立土層およびN値0~1、含水比55~95%の沖積粘性土層で構成された軟弱地盤である。当位置での土性一覧を表-1に、土質柱状図を図-1に示す。

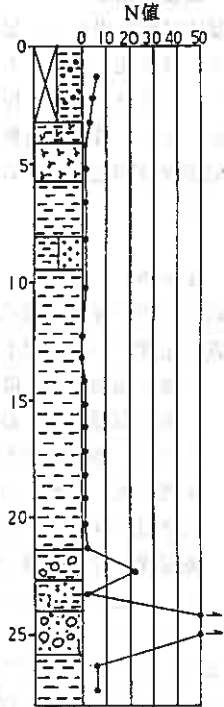


表-1 土性一覧表

図-1 土質柱状図

土 層		盛土層	泥炭層	泥炭混じり シルト層	砂 層	シルト層
湿潤密度	$\rho t(g/cm^3)$	—	1.134	1.315-1.548	1.689	1.485-1.589
自然含水比	$W_n(\%)$	27.7-30.6	210.0-225.0	122.7-146.1	50.7-60.5	54.4-94.8
間隙比	e	—	4.998	3.776	1.414	1.890-2.424
pH		5.7-6.0	—	6.7	—	8.0
強熱減量	(%)	5.5	—	8.4	5.6	7.2
コンス テンス	液性限界 W_L	—	317.6	195.5	57.1	65.0-92.7
	塑性限界 W_p	—	125.6	78.3	29.3	33.8-47.6
特 性	塑性指数 I_p	—	192.0	117.2	27.8	31.2-45.1
	一軸圧縮強さ $q_u(kgf/cm^2)$	—	0.840-1.002	0.609-0.824	—	0.687-0.934
	圧縮指数 C_c	—	4.920	2.830	—	1.048-1.730
	圧密降伏応力 $P_c(kgf/cm^2)$	—	0.93	0.94	—	1.51-1.78

Field Test of the developed Soil-Eliminable Deep Mixing Methods,
 Hideaki IWASA (HOKKAIDO ELECTRIC POWER CO., INC.)
 Shinichi KUBO (FUDO CONSTRUCTION CO., LTD)

3. 排土方法

排土式工法と通常型工法の構成の比較を図-2に示す。排土式工法では、攪拌軸の間に別途装備された排土管付きスパイラルにより深層混合処理パイル造成中に排土量のコントロールを任意に行うことにより、セメントが混入しない原地盤土を排土する方法とした。

この工法の原地盤土の取り込みと排土量の制御の概念を図-3に示す。貫入時にはスパイラルの回転により原地盤土を取り込み、引き抜き時には先端の取り込み口弁を開くことにより原地盤土を取り込む。また、排土量の制御は、スパイラルの回転数により行う方法である。なお、排土取り込み口は攪拌翼より上にあるため、地上に排出された土は、固化材が混入されない原地盤土である。

4. 施工機械

現場実験で使用した施工機は、通常型施工機の攪拌軸と攪拌軸の間に排土用の排土管付きスパイラルを別装備したものである。図-4に施工機の貫入装置を図-5に施工サイクルを示す。

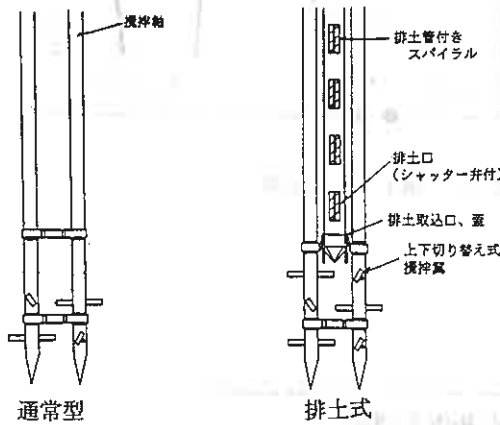


図-2 構成の比較

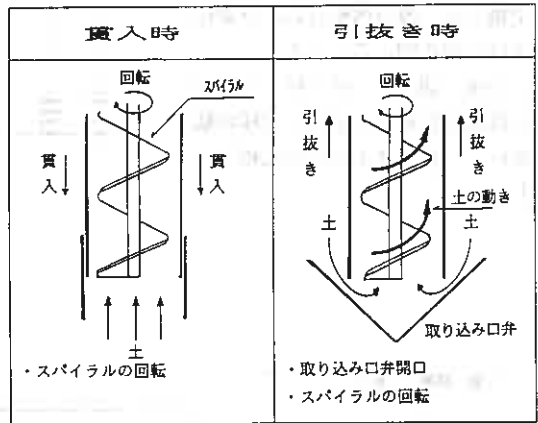


図-3 排土制御の概念図

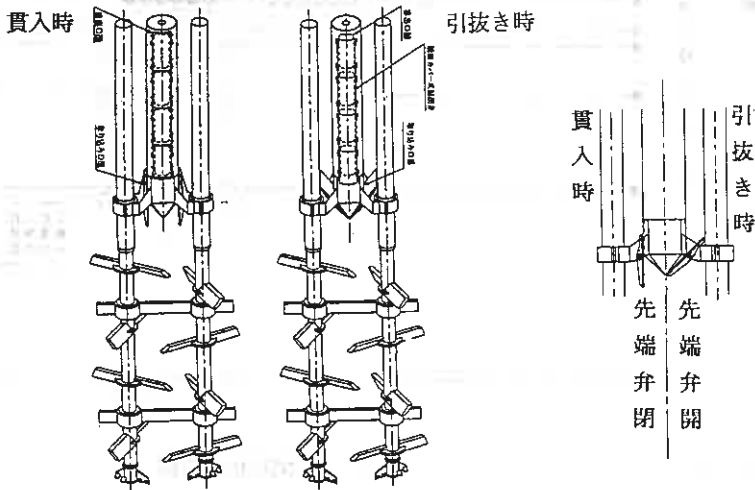


図-4 貫入装置

5. 現場実験内容と結果

5-1 実験内容

今回の現場実験の目的は、①スパイラル回転数と排土量の関係の把握、②排土量と地盤変位量の関係の把握、③改良体品質の確認である。このため、図-6に示すフローに従い現場実験を実施した。

実験は、排土量測定用に12セット（貫入時6セット、引抜き時6セット）、変位測定用に6セット計18セット（1セット=改良体2本）を実施した。改良体配置および変位測定杭位置を図-7に示す。

この後、通常型工法（排土を行わない深層混合処理工法）で同様の観測を行い、排土式工法との比較を行った。

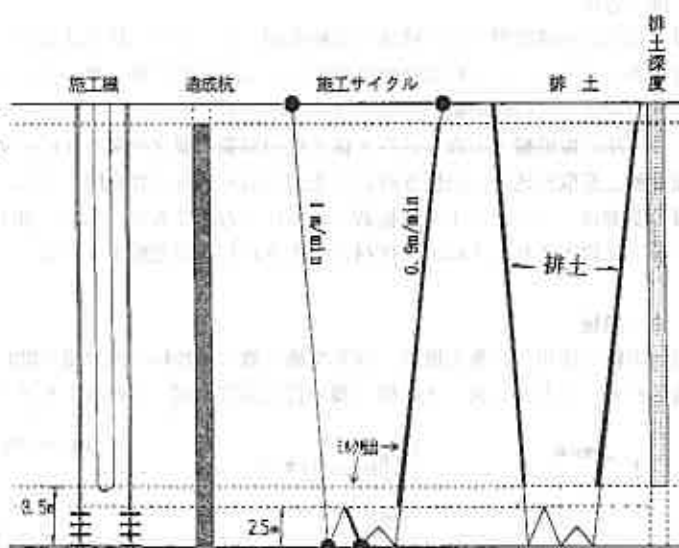


図-5 施工サイクル図



図-6 現場実験のフロー

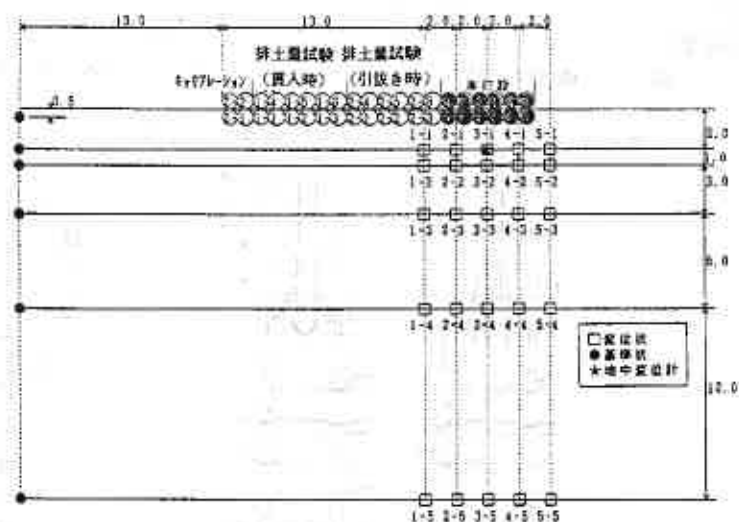


図-7 測定杭配置図

5-2 実験結果

5-2-1 排土量測定結果

貫入時および引抜き時のスパイラルの回転数と排土量の関係を把握するため、貫入時、引抜き時各々の場合についてスパイラル回転数を変化させて排土量の測定を行った。

測定結果を図-8～9に示す。この結果から、スパイラル回転数と排土量には正の相関があり、スパイラル回転数により排土量の制御が可能であることが明らかとなった。

なお、排出された原地盤土のセメント混入の有無を目視・臭気・フェノール反応で試験を行った結果、セメントの混入は認められなかった。

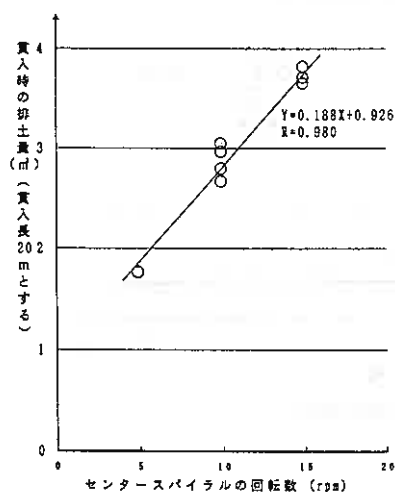


図-8 センタースパイラル 回転数と排土量の関係
(貫入時)

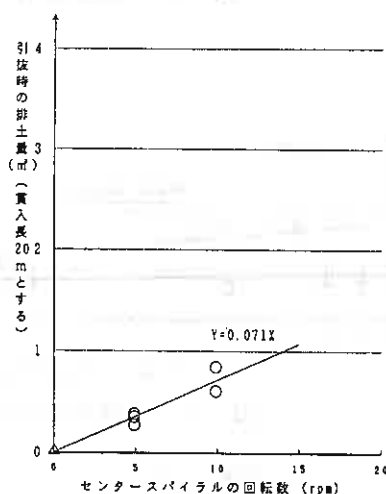


図-9 センタースパイラル 回転数と排土量の関係
(引抜き時)

5-2-2 地盤変位計測結果

地盤変位の計測は、図-7に示す地盤変位計測杭配置図に従って実施した。なお、排土率(=排土量/投入スラリー量)を0.8に設定した。変位杭による地表面変位の計測結果を図-10、11に、また、地中変位計による地盤中の変位の計測結果を図-12に示す。(それぞれの図中には排土をしない通常型工法施工時の変位計測結果を併せて示した。)さらに、排土率と水平変位量の関係を図-13に示す。

排土式工法の地盤変位は、通常型工法に比べ、改良端部から1mの距離で地表面水平変位が約1/6であり、周辺構造物への影響が少ないことが、また、最大地中変位で約1/5の変位量であり、変形が少ないとともに、拘束圧が低減している傾向が認められた。地表面鉛直変位では、排土式工法ではほぼゼロとなり、通常型工法に比べ低減される結果となった。なお、今回は排土率を0.8(排土量が投入スラリー量の80%)に設定していることから、地盤変位が2cm程度発生したが、図-13から推定できるように、排土率を上げればさらに地盤変位の低減が可能であると思われる。

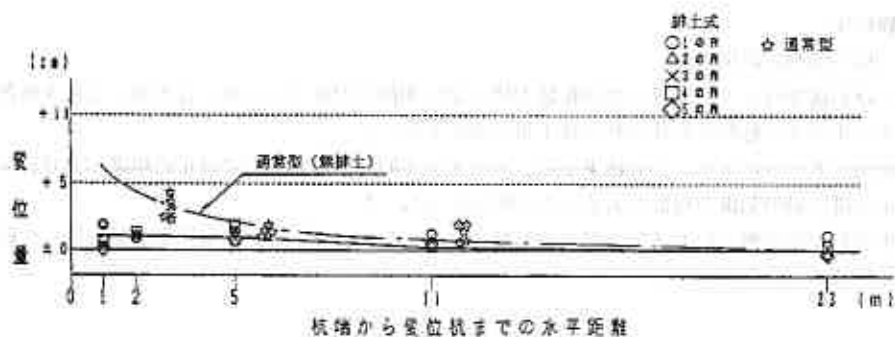


図-10 地表面変位の計測結果 (水平変位)

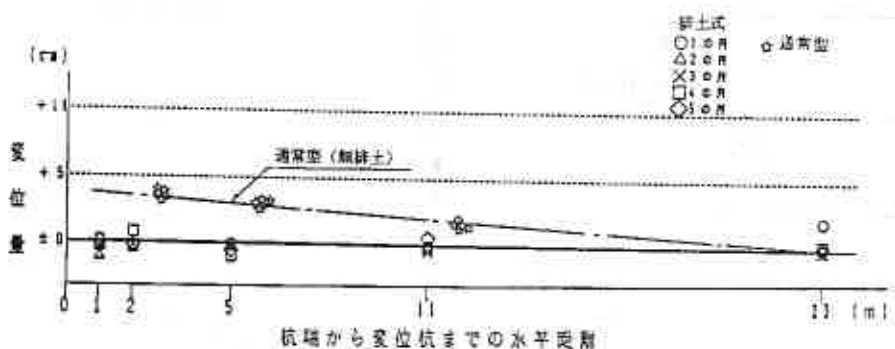


図-11 地表面変位の計測結果 (鉛直変位)

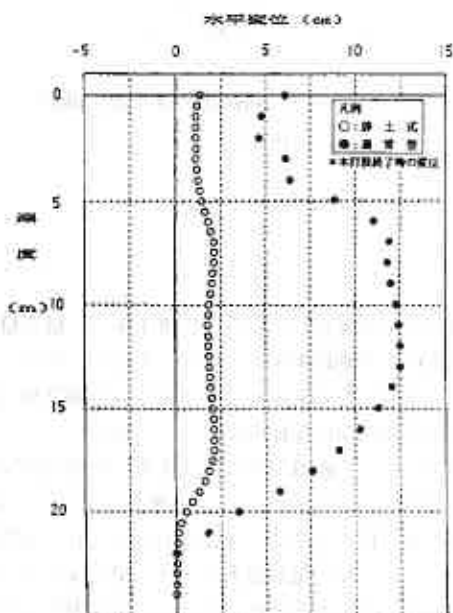


図-12 地盤中の変位の計測結果

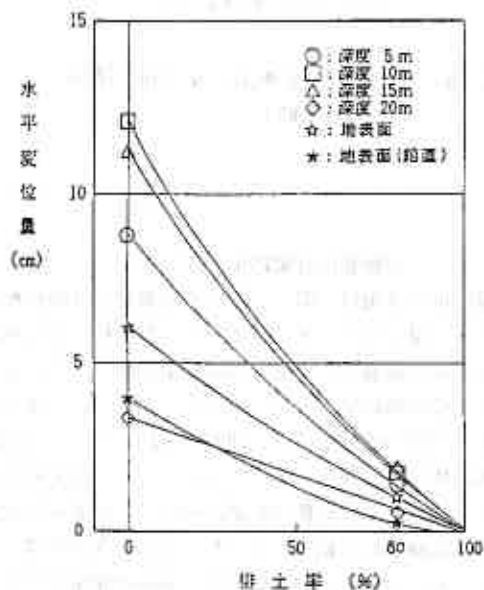
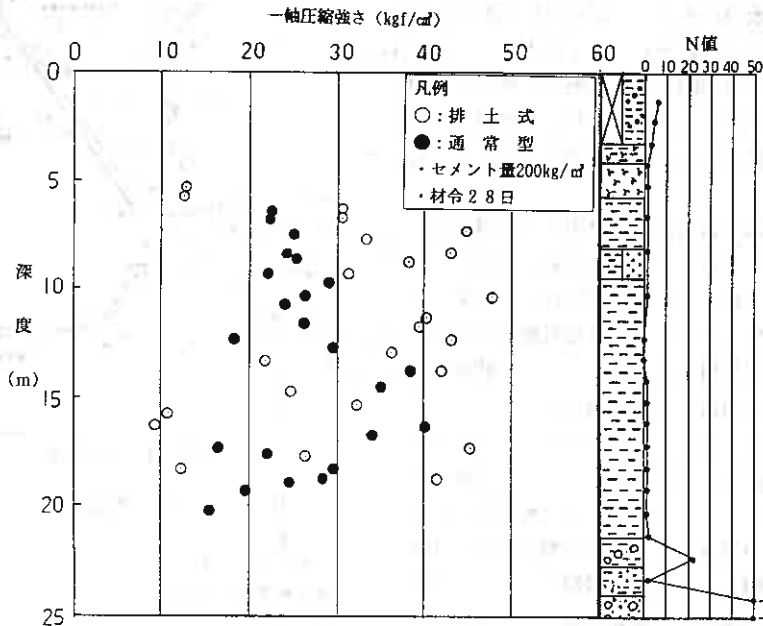


図-13 排土率と水平変位の関係

5-2-3 改良体の品質

改良体の品質の確認を行う目的で改良体をボーリングによりサンプリングし、材令28日で一軸圧縮試験を実施した。排土式工法と通常型工法の一軸圧縮試験結果を深度方向にプロットしたものを図-14に示す。なお、この時のセメント量は、 200 kg/m^3 （高炉B種）である。

この結果から、排土式工法と通常型工法の改良体の一軸圧縮強さに有為な差は認められず、排土式工法の改良体においても、通常型工法と同等の品質が得られると判断できる。



6. おわりに

今回、実施した現場実験結果から排土式工法は、変位の低減および盛上り土の処理の面で有効な方法であることが明らかとなった。以下に現場実験より得られた結果を示した。

- ①スパイラル回転数と排土量には正の相関があり、スパイラル回転数を設定することで従来では課題とされていた排土量のコントロールが可能である。
- ②今回の実験では排土率を0.8としたが、排土率をさらに上げるにより原地盤変位をほとんど無くすることが可能である。
- ③改良体の品質は、通常型工法と有為な差はなかった。なお、単位 m^3 当たりのセメント量は、排土することによって10%程度増加している。
- ④排出された原地盤土にセメントの混入は認められなかった。

このように、排土式工法も通常型工法と同様に用いられる見込みが得られたが、採用においては、排土式工法は、攪拌精度を保つため、施工サイクルが通常型工法に比べやや遅く、施工費が割高となることを考慮する必要がある。このため、攪拌精度を確保した上での施工サイクルの迅速化を図る必要があり、今後、新型排土式工法の実施例を増やし、現地盤特性と排土量の関係などについてデータの収集を図りたい。

参考文献 1) 遠藤他; 深層混合処理の施工に伴う周辺地盤変位とその対策, 土木学会, 第3回「施工体験発表会」講演概要, 昭和61年6月

タンク基礎への深層混合処理工法の適用について

北海道電力(株) 正会員 四家 隆
 清水建設(株) 館崎 真司
 不動建設(株) ○正会員 村田 基治

1. はじめに

現在、地盤改良工法として広く用いられている深層混合処理工法（以下CDM工法と呼ぶ）は、セメントミルク等の固化材を地盤中に添加し、原地盤土と攪拌混合することにより、原地盤土と固化材を化学的に反応させ原地盤強度を高める工法である。

北海道電力(株)では苫東厚真発電所3号機増設にあたり、新設する純水タンク（容量2,000k1）の基礎工法として種々の比較検討を行った結果、地盤改良（CDM工法）による直接基礎を採用することとした。CDM工法は、ケーソンや建屋などの基礎としては豊富な実績を持つが⁽¹⁾⁽²⁾、タンク基礎への適用はこれまで実施例がなく、設計法・施工法・改良後の品質管理などについても確立されたものがなかったため、種々の比較設計を行うとともに、CDM施工時の周辺地盤の変位・事後調査・載荷試験などの調査・試験を行った。本報告は、これらの調査・試験結果について取りまとめたものである。

2. 設計概要

当地区の地盤概要を表-1及び図-2に示す。当地区の地盤は、N値0～3、含水比34～50%程度のシルトを主体とする極めて軟弱な地盤であるため、タンク設置時の不等沈下、支持力不足などを考慮した設計が必要である。しかしながら、タンク基礎処理工法のCDM工法として適当な設計法が無いため、CDM改良体を地中構造物と考え、同様の設計手法である「ソイルセメントコラム工法設計・施工指針（案）、住宅・都市整備公団²⁾」に準拠した。設計のフローを図-3に、計算結果を表-2～4に示す。計算の結果から、改良断面は図-4に示すとおりで、改良率は78.5%、設計基準強度（圧縮）は8.0kgf/cm²とした。なお、セメント量は現場配合試験結果から、高炉B種150kg/m³、水セメント比0.6とした。

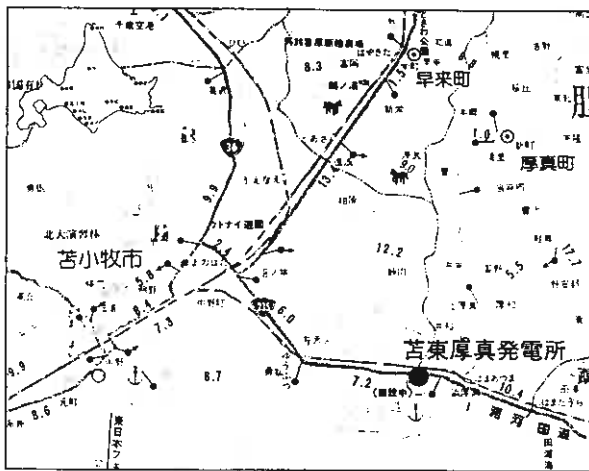


図-1 位置図

表-1 土性一覧表

比重 Gs	2.792
含水比 w (%)	34~50
一軸圧縮強さ qu (kgf/cm ²)	0.30~0.57
圧密降伏応力 Pc (kgf/cm ²)	1.02
圧縮指数 Cc	0.58
初期間隙比 e ₀	1.40
pH	6.5~9.0

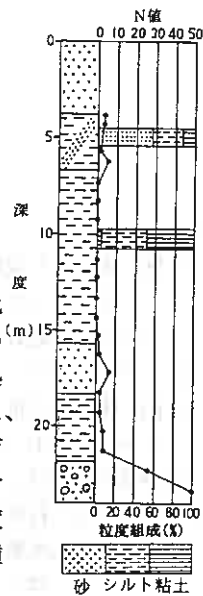


図-2 土質柱状図

Application of Cement Deep Mixing Methods to Tank Foundation;
 Takashi YOTUYA (HOKKAIDO ELECTRIC POWER CO., INC.),
 Shinji TATEZAKI (SHIMIZU CORPORATION),
 Motoji MURATA (FUDO CONSTRUCTION CO., LTD)

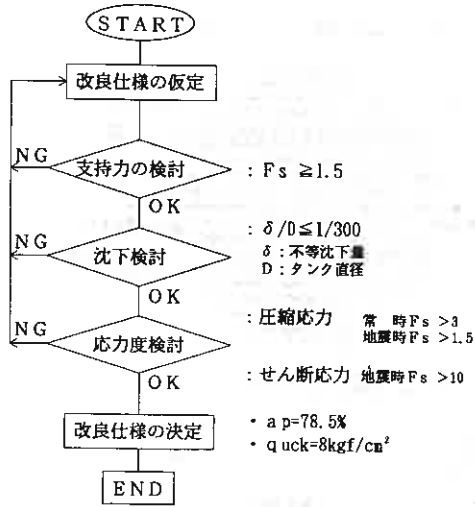


図-3 設計フロー図

表-2 支持力計算結果

項目		支持力 (tf/m ²)	荷重 (tf/m ²)	安全率
常時	改良体上部	216.3	15.0	14.4
	下部砂礫層	597.3		39.8
地震時	改良体上部	216.3	27.5	7.8
	下部砂礫層	597.3		21.7

表-3 沈下計算結果

計算位置	タンク中心部	タンク外周部	不等沈下量	許容値*1
沈下量(cm)	1.80	1.08	0.72	5.17

※1: 許容値=D/300=1550/300=5.17cm

※2: 改良体の沈下量はE=350q_u^{0.5}として算出

表-4 応力度計算結果

項目	圧縮応力度			せん断応力度		
	圧縮応力度 (kgf/cm ²)	設計強度 (kgf/cm ²)	安全率	せん断応力度 (kgf/cm ²)	設計強度 (kgf/cm ²)	安全率
常時	1.9	8.0	4.2	—	6.0	—
地震時	3.5		2.3	0.34		17.6

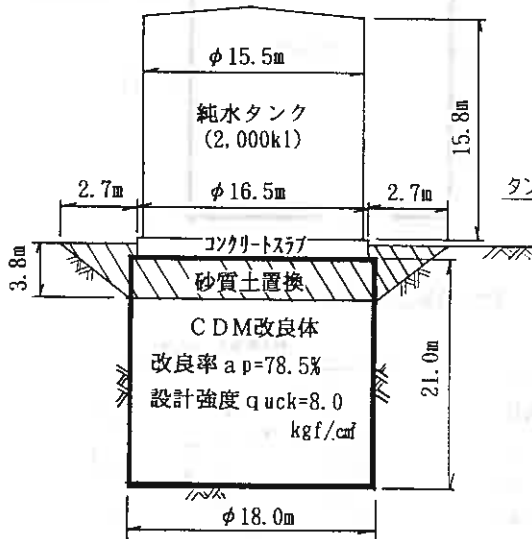


図-4 改良断面図

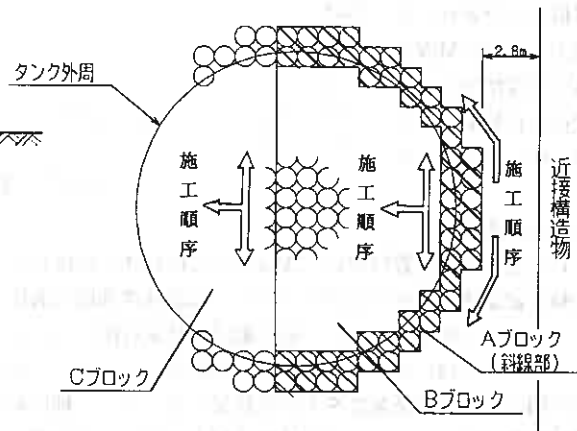


図-5 施工順序

3. CDM施工時の変位観測結果

1) 施工手順

今回の施工箇所は近くに既設の発電所建屋が存在するため、その構造物に影響を与えないよう図-5に示すとおり構造物側のAブロック(改良外周部)の施工を先行し、順次BブロックからCブロックへと施工を進めることとした。

2) 変位観測結果

CDM施工時の周辺への変位を調べるため、地中傾斜計による変位観測を行った。計器設置位置を図-6に示す。施工の進捗状況と各地中傾斜計の観測結果の関係を図-7に示す。

観測結果から、傾斜計No.1の変位は②位置(No.1から5m、改良体4列目)施工以後ほとんど増加しておらず、施工位置が離れる方向の変位は12.5cmで収束している。一方、傾斜計No.2,3はNo.1に比べ大きな変位が生じており、No.2で60.0cm、No.3で18.5cmの水平変位が生じた。この観測結果の差は、施工の進行方向の違い、つまり、施工の進行方向への変位の累積および先行して施工したCDM改良体の強度増加による変位抑止効果とによるものと考えられる。

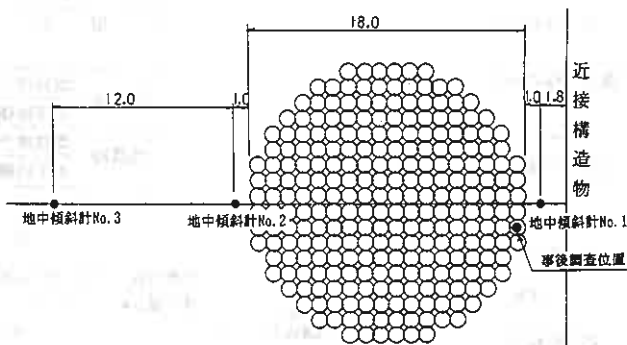


図-6 計器設置位置図

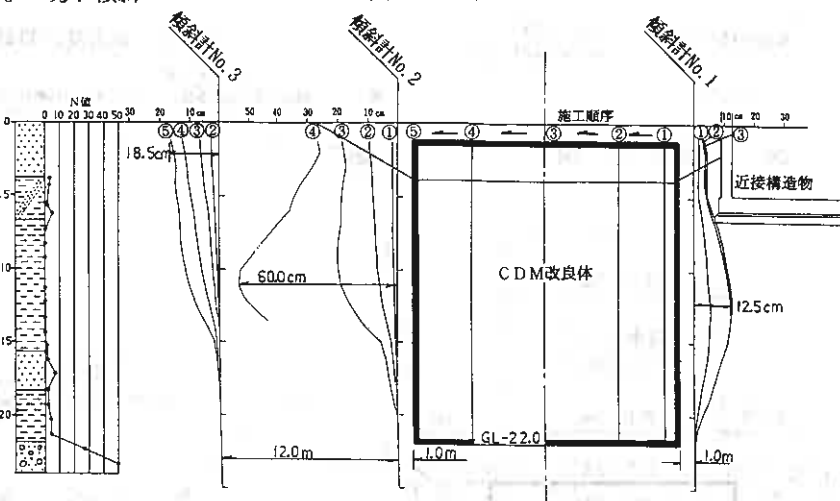


図-7 地中傾斜計観測結果

4. 事後調査結果

CDM工法の品質管理は、改良体から供試体採取し、一軸圧縮試験(材令28日)を行い、設計基準強度を満足していることを確認した。一軸圧縮試験結果は図-8に示すとおり、土層により強度が異なる結果となったがいずれの土層でも設計基準強度を上回る結果となった。一軸圧縮試験結果では、GL-6mまでの砂質土層およびGL-16m以深の砂質土層の強度は約10~60kgf/cm²の幅広い分布となったが、これは、砂分の影響によるものと考えられる。

5. 載荷試験結果

1) 平板載荷試験

平板載荷試験は、①改良地盤の支持力が十分あるか、②改良体の圧縮応力度が許容値内にあるかを確認するため、土質工学会基準⁴⁾「地盤の平板載荷試験方法(JSP

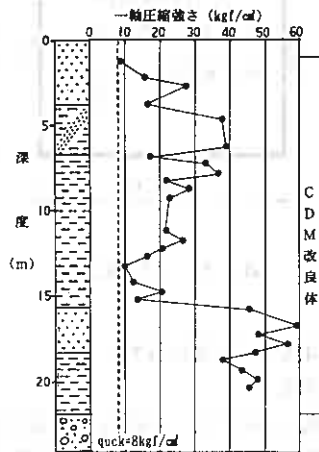


図-8 一軸圧縮試験結果

T25-80)」に準じて行った。載荷試験は材令28日で実施した。なお、載荷板寸法はφ300mm×28mm、反力は0.7mf級バックホーを使用した。

載荷試験装置を図-9に、荷重-沈下曲線を図-10に示す。載荷試験の結果、地震時荷重27.5tf/m²の約8倍の載荷荷重P=226tf/m²まで載荷したが、荷重増加に対して沈下は直線変化であり、弾性領域内にあることが確認され、破壊までいならず、十分な支持力を有していると判断できた。

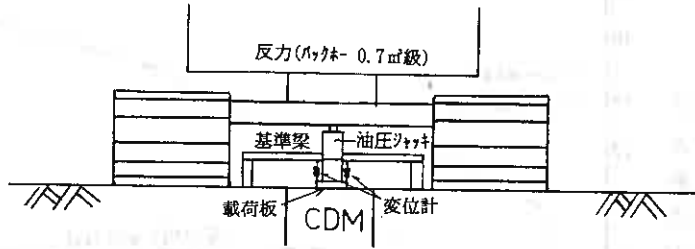


図-9 載荷装置概要

2) 水平載荷試験

本設計では、CDM改良体を地中構造物と考え、文献2)に準じて水平力に対する検討を行っている。文献2)では、水平力に対する抵抗を改良体と周辺地盤の双方で負担すると考え、数例の水平載荷試験結果から下式を提案している。

$$\tau_a = q_{uck} \cdot \lambda / 10 \text{ (地震時)}$$

τ_a : 許容せん断応力

q_{uck} : 設計基準強度

(8.0kgf/cm²)

λ : 周辺地盤の土質条件

から求める補正係数(0.75)

上式より $\tau_a = 8.0 \times 0.75 / 10 = 0.6 \text{ kgf/cm}^2 = 6.0 \text{ tf/m}^2$ となる。

ここでは、改良体のせん断強度を確認するために水平載荷試験を実施した。試験は土質工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」⁶⁾に準拠し、一方向多サイクル載荷試験とした。載荷装置を図-11に、せん断応力-変位曲線を図-12に示す。その結果、CDM改良体は、せん断応力 $\tau = 17.8 \text{ tf/m}^2$ で破壊したが、 $\tau = 10.0 \text{ tf/m}^2$ までは、せん断応力/水平変位の傾きが直線的であることから $\tau = 10.0 \text{ tf/m}^2$ までは弾性領域内にあり、許容せん断応力 $\tau_a = 6.0 \text{ tf/m}^2$ を満足している。

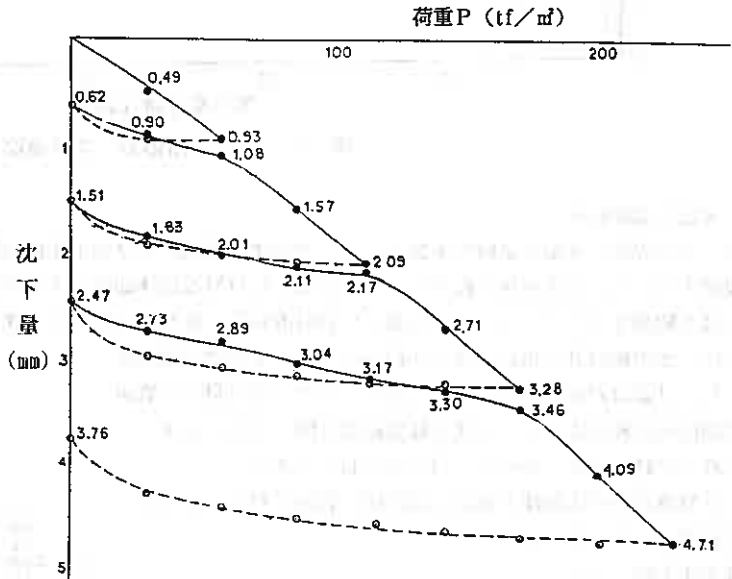


図-10 荷重-沈下曲線

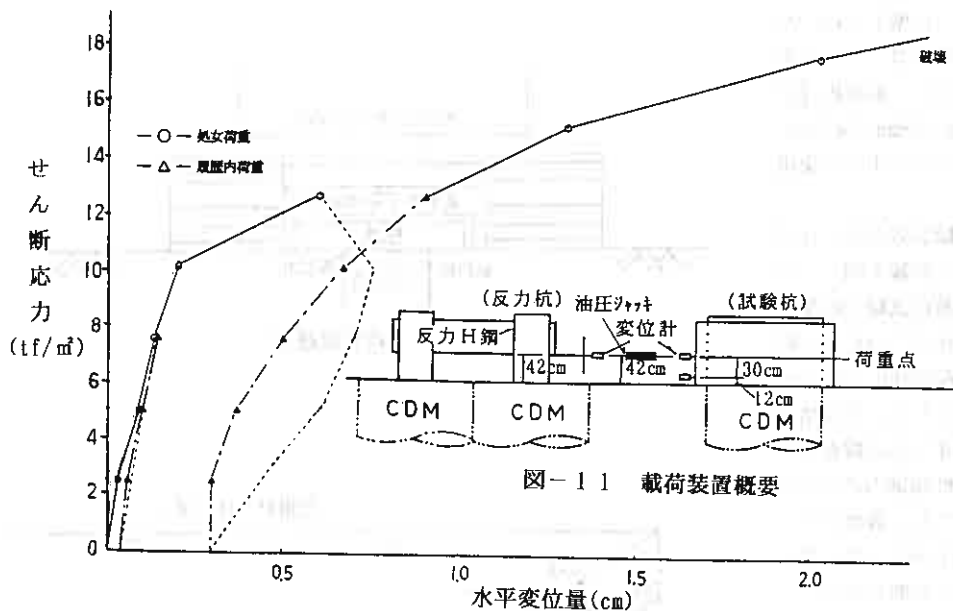


図-1 1 荷重装置概要

図-1 2 せん断応力-変位曲線

6. 水張り試験結果

タンク完成後、水張り試験を実施し、タンクの沈下観測および水平変位の観測を行った。地表面の沈下量を観測するため、地表面沈下板をタンク外周部のCDM改良体頭部に4ヶ所設置し、また、CDM改良体の沈下量を観測するため、タンク中心部にCDM改良体下端を固定点とする沈下計を1ヶ所設置した。

さらに、地中傾斜計を用いてタンク荷重による水平変位の観測を行った。計器設置位置を図-1 3に示す。また、沈下量の計算値と実測値の比較を表-5に、沈下観測結果を図-1 4に示す。

これらの結果をまとめると、以下のとおりである。

① CDM改良体の実測沈下量は、設計値1.40cmに対し、0.2cmであり約1/7であった。

② 最大沈下時(タンク内水位15.25m)の沈下量からタンクの不等沈下量を算出すると、沈下板No.1とNo.3、沈下板No.2とNo.4の沈下差は、ともに0.1cmであり、許容値5.17cm(表-3参照)に比べ非常に小さな沈下量であった。

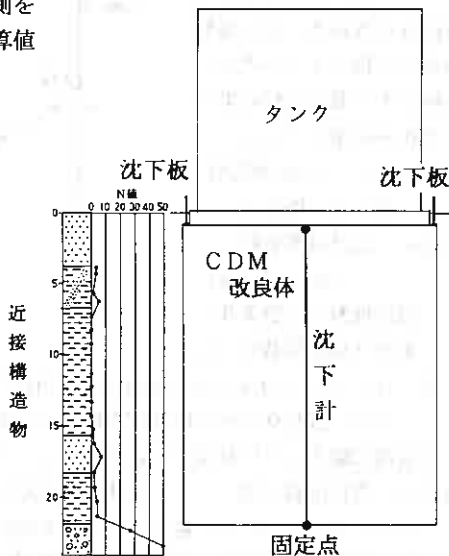
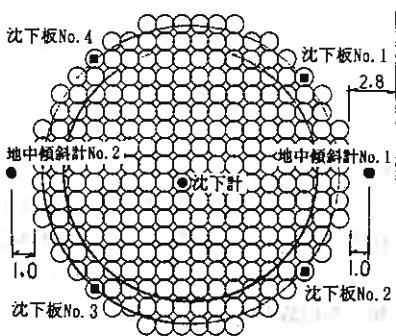


図-1 3 計器設置位置図

③ CDM改良体の実測沈下量が設計沈下量より小さかった原因としては、設計基準強度 $quck = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ に対し CDM改良体の平均強度が $quf = 29.1 \text{ kgf/cm}^2$ と 3.6 倍の強度であり、変形係数に差が生じたものと考えられる。

④ CDM改良体の平均強度と実測沈下量から逆算した変形係数と強度の関係は $E = 690 \text{ qu}$ であり、設定値 $E = 350 \text{ qu}$ よりも大きな値であった。

なお、傾斜計による水平変位観測結果も変位は観測されなかった。

表-5 沈下量の比較

計測位置	タンク中心部		タンク外周部	
	設計値*	実測値	設計値*	実測値
CDM改良体の沈下量(cm)	1.40	0.20	0.70	—
CDM下部層の沈下量(cm)	0.40	—	0.38	—
合計 (cm)	1.80	—	1.08	0.60

*1: 改良体強度 $quf = 8.0 \text{ kgf/cm}^2$ 、変形係数 $E = 350 \text{ qu}$ として計算

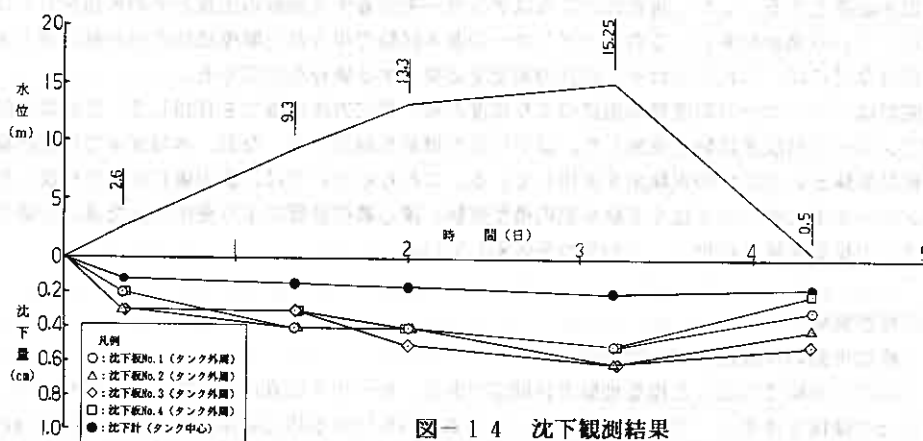


図-14 沈下観測結果

7. おわりに

今回、CDM工法をタンク基礎の地盤改良工法として初めて採用し、設計法・施工方法・改良後の品質確認等について検討を行うとともに、各種調査・試験を行った。この結果から、改良後の品質は設計値を十分に満足していることが明らかとなった。しかしながら、今回の施工順序で施工した場合、施工の進行方向の前後では、変位が大きく異なることが明らかとなった。今後は、さらに側方変位など周辺への影響を与えない施工順序・施工方法の検討が必要と考えられる。また、沈下量については、観測を継続して行い、設計値との比較を実施したいと考えている。

今後、同様の設計及び施工が増加するものと考えられるが、今回の結果を踏まえ、より合理的な施工方法および設計手法を確立したいと考えている。

参考文献1)「港湾の施設の技術上の基準・同解説」, 社団法人日本港湾協会

2)「ソイルセメントコラム工法設計・施工指針(案)」, 住宅・都市整備公団

3)「CDM設計と施工マニュアル(設計・施工編)」, CDM研究会

4)「土質調査法」, 土質工学会

5)「屋外タンク貯蔵所 基礎の規制基準(杭基礎、リング基礎)解説」,

危険物技術研究会、土木学会編修

6)「杭の水平載荷試験方法・同解説」, 土質工学会

グラウンドアンカーの周面摩擦抵抗 に関する模型実験

北海道開発局開発土木研究所 ○正会員 桑島 正樹
同 上 正会員 西川 純一
同 上 正会員 日下部祐基

1 はじめに

従来、土留めなどの仮設構造物での使用が多かったグラウンドアンカー（アンカー）は、施工技術の向上などによりその用途がひろがっている。さらに、平成2年に土質工学会から永久アンカーに関する設計・施工基準¹⁾が刊行されてからは、永久構造物への採用が目立つようになった。現在、永久アンカーには様々な形式や施工方法が開発されているが、どの形式を使用する場合にもその設計時にはアンカー体の周面摩擦抵抗の推定を必要とする。しかし現在のところはアンカーを定着する地盤の土質とそのN値をもとに、概略の値を推定している場合が多い。このためアンカーの基本試験で得られた摩擦抵抗の値が推定値と大きく違っていた場合などには、これに合わせて設計の変更を必要とする場合も出てくる。

本研究では、アンカーの周面摩擦抵抗のより確度の高い推定方法の確立を目指して、数種類の試料を用いた模型アンカーの引抜き試験を実施した。以下にその概要を報告する。なお、本報文中では室内模型実験と遠心力模型実験という2つの実験名を使用している。これらについては、重力場において作成した模型地盤中のアンカーを重力場で引き抜く実験を室内模型実験、遠心荷重装置により発生させた遠心力場で引き抜く実験を遠心力模型実験と呼称し、この2つを区別している。

2 室内模型実験

2.1 模型地盤の作成および実験方法

図-1はこの実験で作成した模型地盤の詳細図である。モールドは直径30cm高さ28cmのものを、テンドンは直径3cmの鋼棒を使用し、アンカー体はモールドに試料を詰める時に確保しておいた直径5cmの孔に、セメントペーストを流し込んで作成した。試料は4回に分けて入れ、1回ごとに試料の上から圧縮力をかけた。この圧縮力を試料圧縮力と呼び、試料圧縮力を変えることによって模型地盤の密度や地盤強度を変えることとした。この模型地盤を、火山灰を含む5種類の試料についてそれぞれ3個ずつ作成し、引抜き試験を行った。なお、各試料の採取地などを表-1に示した。

室内模型実験では、すでに単一種類の砂質土試料についての実験で、周面摩擦抵抗と模型地盤の密度との間に密接な関係があることを確認している²⁾。そこで、この実験では試料圧縮力を3種類設定し、各試料の周面摩擦抵抗が地盤強度の増加につれてどのように増加するかを比較することにした。ただし異なる

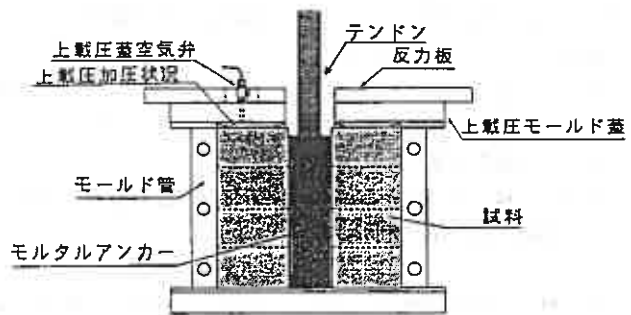


図-1 室内模型詳細図

Model Experiment on Skin Friction Resistance of Ground Anchor

Masaki KUWAJIMA, Jun'ichi NISHIKAWA, Yuki KUSAKABE

(Civil Engineering Research Institute, Hokkaido Development Bureau)

る種類の地盤材料を、密度のみによって評価した結果で比較するのは困難なので、各試料についてせん断試験（UU）を実施して比較の際の参考とした。

実験は以下の手順で行った。

1) 模型地盤の上面に上載圧加圧用モールド蓋で、空気圧により0.8kgf/cm²の上載圧をかける。なお、このモールド蓋の下面は地盤変形を拘束しないよう、ゴム材料できている。

2) 油圧ジャッキにより模型アンカーのテンドン上部に所定の引抜き力をかける。荷重は10分間維持する。

3) 2) を段階的に荷重を増加して繰り返し、各荷重段階での頭部の変位量を1分ごとに記録する。

4) 試験後、模型地盤の2箇所25mmごとのコーン貫入抵抗の測定を行い、さらに試料管による密度の測定、含水比の測定を行った。

5) アンカー体を引き抜き、直径を4箇所、高さを4箇所測定する。

2. 2 実験結果と考察

模型アンカーの引抜き実験結果から、引抜き力-変位曲線において引抜き力が上昇せずに変位が増加したとき、またはアンカー体の直径の10%の変位が生じたとき、この2つのいずれか小さい方の荷重を極限引抜き力とした。後者の判定基準は、杭の鉛直載荷試験結果の判定法³⁾ になっている。極限引抜き力を、実験後の測定で求めたアンカー体の周面積で割って極限引抜き力度を求め、これを極限周面摩擦力度とした。

表-2に各ケースの地盤作成条件と湿潤密度、極限引抜き力、極限周面摩擦力度の測定結果を示した。このうち各試料の湿潤密度と極限周面摩擦力度の関係を、ひとつのグラフ上で比較したのが図-2である。こ

こでは、同一の試料であればこれらの間には強い相関があることが確認された。試料ごとの挙動を比較してみると、試料AとDでは密度の増加につれて周面摩擦力度が大きく増加しているのに対して、試料BとCとOではそれほど変化していない。

図-3に示したのは試料のせん断試験結果から求めた、試験時上載圧と同じ0.8kgf/cm²の垂直応力のときの非排水せん断応力と、周面摩擦力度との関係である。この図で傾きが1の直線に近くなるほど、アンカーの引抜き抵抗が地盤材料のせん断抵抗と密接に関わっているといえる。図-2で周面摩擦力度が大きく伸びていたA、Dの試料は他の試料に比べて傾きが大きく、1に近づいている。

表-1 実験に使用した試料

試料	試料採取地	土質試験結果による分類
A	植苗 支笏降下軽石層 (Spfa層)	火山灰質砂
B	植苗 支笏軽石流堆積物 (Spfl層)	火山灰質砂
C	植苗 支笏軽石流堆積物 (Spfl層)	火山灰質砂
D	植苗 恵庭a降下軽石層 (En-a層)	均等粒度の砂
O	帯広	均等粒度の砂

表-2 室内模型実験結果一覧

Case No.	試料圧縮力 (tf)	極限引抜き力 (kgf)	周面摩擦力度 (kgf/cm ²)	模型地盤湿潤密度 (g/cm ³)
A-1	1	285	0.625	1.027
A-3	3	660	1.463	1.111
A-6	6	900	2.061	1.185
B-1	1	110	0.299	1.249
B-3	3	305	0.753	1.372
B-6	6	405	1.068	1.465
C-1	1	175	0.409	1.010
C-3	3	335	0.797	1.091
C-6	6	330	0.817	1.151
D-1	1	460	0.794	1.094
D-3	3	800	1.452	1.181
D-6	6	1300	2.441	1.261
O-1	1	165	0.369	1.625
O-3	3	360	0.689	1.668
O-6	6	520	1.143	1.822

図-4は粒度試験結果の三角座標による土の工学的分類図であるが、これを見ると試料AとDでは他の試料と比較して礫分の割合が高いことがわかる。実験後のアンカー体の観察でもA、Dの試料ではアンカー体が周囲の礫を取り込んで凹凸のはげしい形状になっていた。これらの試料では取り込まれた地盤材料と周囲の地盤材料によるせん断が卓越していたと考えられる。

杭の周面摩擦力については、地盤のせん断強度に支配されること、杭の表面の粗さによって摩擦抵抗が変化することなどが指摘されている⁴⁾。今回の実験結果は、アンカーの周面摩擦抵抗の発生には杭の周面摩擦抵抗と同じ機構が働いていることを示唆している。

3 遠心力模型実験

3.1 模型作成および実験方法

模型容器は内径195mm深さ270mmの円筒形のものとし、中央に直径19mmのアンカー体設置スペースを確保して試料を入れ、所定の密度になるように突き固めた。 tendonには直径8mmの真鍮製の棒を用い、表面に溝を切って、その中にひずみゲージを13対26枚貼付した。自由長部分は作成せず、自由長部の土被り圧に相当する荷重を鉛円盤で載荷する構造とした。円盤の中心には、アンカー引抜き時にグラウト部が引かからないように直径26mmの孔をあけてある。

一般に遠心力模型実験で地盤中にあまり大きな粒子があると、実物に換算したときに土質材料としては大きくなりすぎるので望ましくない。このため、実験には比較的大

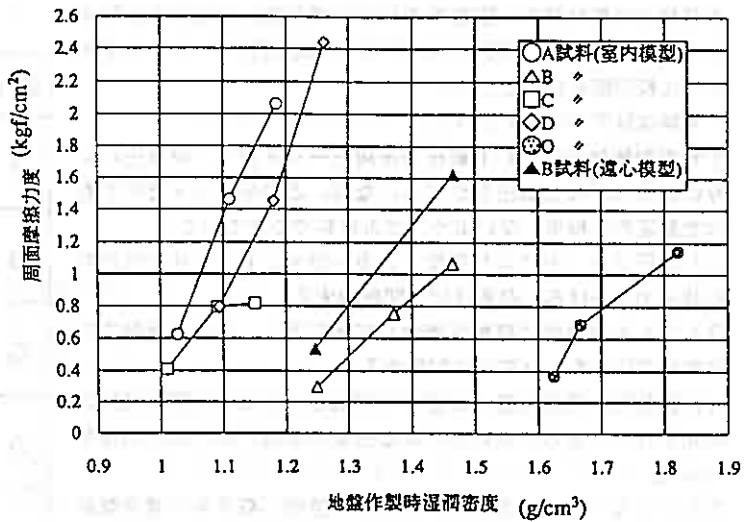


図-2 密度と周面摩擦力の関係

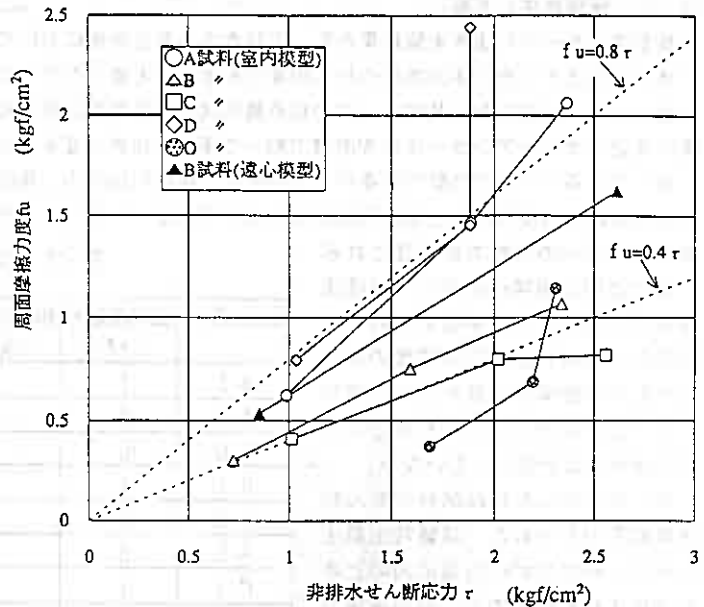


図-3 非排水せん断応力と周面摩擦力の関係

表-3 遠心力模型諸元

	遠心加速度 (×g)	模型定着長 (mm)	実物換算定着長 (mm)	自由長地盤 上載荷重	模型地盤密度 ρt(g/cm³)
Case-1	40g	250	10,000	地盤4m相当の上載荷重	1.466
Case-2	40g	250	10,000	地盤4m相当の上載荷重	1.246

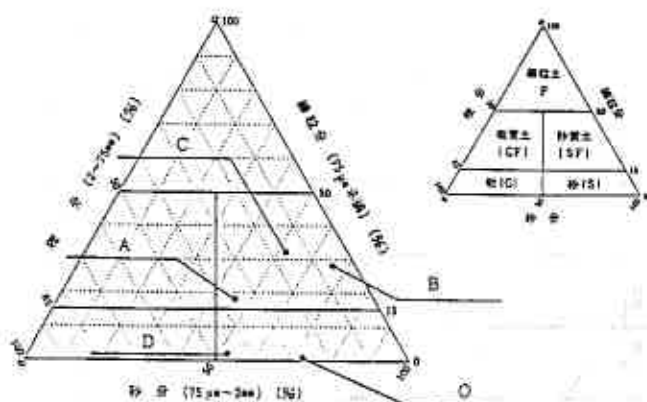


図-4 各試料の工学的分類

きな粒子の少ないB試料を使用し、さらに粒径4.75mm以上の成分を取り除いている。実験は地盤密度以外の条件を同じにして2ケース行い、地盤密度は室内模型実験のケースB-1とB-6とに合わせた。表-3に模型諸元を、図-5に両ケースの模型詳細図を示す。

実験方法は以下の通りである。作成した模型にロードセルや変位計などを設置し、遠心载荷装置に搭載する。遠心加速度40gを発生させ、アンカー体の自重による沈下が落ち着いてから引抜き試験を開始する。引抜きは引抜き荷重最大値までは荷重増加速度一定で行い、最大値以降はひずみ変位速度一定で実施した。試験中は引抜き力、頭部変位、テンドン軸力などの経時変化を測定した。試験終了後には模型地盤を崩してアンカー体の寸法および重量、地盤の含水比などを測定した。

3.2 実験結果と考察

図-6～8にCase-1の実験結果をまとめた例を示す。図-6はアンカー体引抜き時のテンドン軸力および引抜き荷重の変化の様子を、アンカー体変位量との関係でとらえたものである。各測点での軸力の変化を見ると上部の方が先にピークを迎えている。中ほどの点で値が急激に増えているところがあるものの、それぞれの測点でのピークを過ぎた後は緩やかに軸力が低下している。

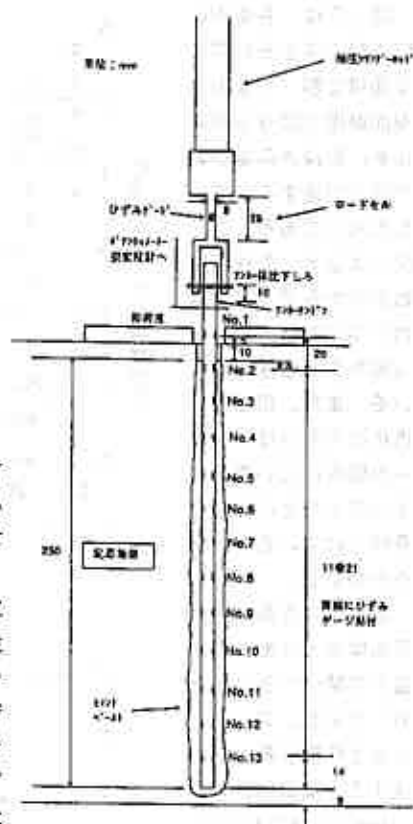


図-5 遠心力模型詳細図

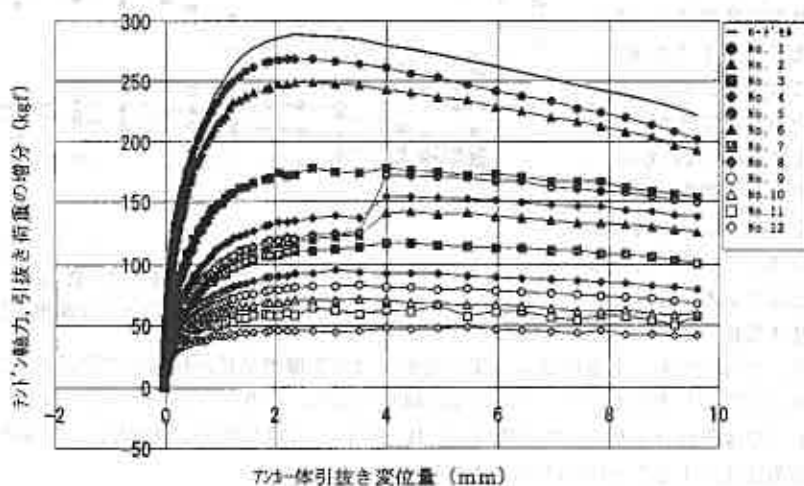


図-6 引抜き時のテンドン軸力および引抜き荷重の変化

図-7は、各測点の間の軸力差をその間の周面積で割って求めた周面摩擦力度分布の変化を、引抜き荷重が最大値に到達するまで示したものである。この図によると、引抜き開始直後からアンカー体の先端部のほうにも引っ張り力が伝達されている。また、周面摩擦抵抗の大部分はアンカーの頭部に近い側から3分の1程度の範囲で発揮されている様子がうかがえる。

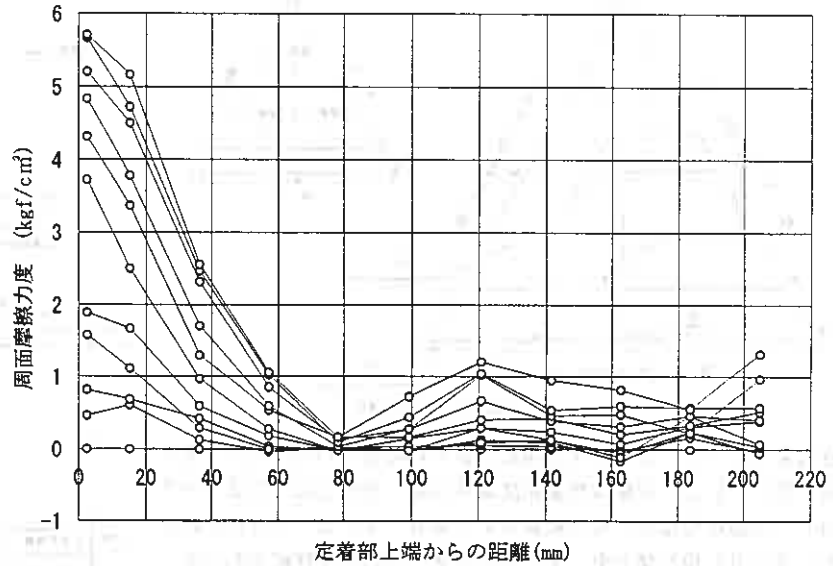


図-7 周面摩擦力度分布の変遷

図-8は各測点間の周面摩擦力度を、変位量との関係でとらえたものである。アンカー引抜き荷重が最大値に達するのは頭部変位が2.4mmの近傍であるが、頭部に近い側の測点ではそれよりも早く周面摩擦力度のピークを迎えているものが多い。これに対して先端部に近い測点では大きな変化はみられないものの、引抜き全荷重がピークを迎えた以降に最大値に達している。このことはアンカー全体の引抜き抵抗力がピークに

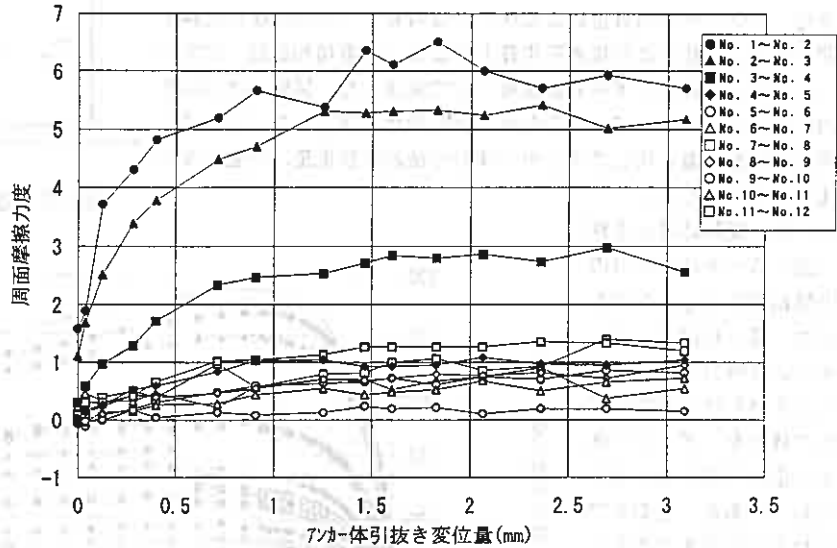


図-8 アンカー体変位と周面摩擦力度の関係

達した時点でも、ある程度より深い部分では周面摩擦抵抗が極限まで発揮されていないことを示している。今回の模型が実物では10mの定着長に相当する長いものであることを考えると、定着長がある程度より長いものではそれ以上長くしても極限の引抜き抵抗の大幅な増加は望めないが、極限を過ぎた後に引抜き抵抗が急激に低下することは防げると考えられる。

室内模型実験の結果と遠心力模型実験の結果を平均の周面摩擦力度について比較した。表-4に示したように、室内模型実験と遠心力模型実験での周面摩擦抵抗の比はCase-1で1:1.79、Case-2で1:1.52となり、

いずれも遠心力模型実験の方が大きい、地盤密度が大きくなるほど両実験での差が小さくなっている。これには遠心力が働くことにより試験中の密度が上昇することが影響しており、模型作製時にあらかじめ地盤密度が高くなっているものの方がその影響を受けにくいとめと考えられる。

表-4 室内模型実験と遠心力模型実験の結果の比較

	室内遠心		室内遠心	
地盤密度 (gf/cm ³)	1.249		1.465	
引抜き抵抗 (kgf/cm ²)	0.30	0.53	1.07	1.62
比率	1	1.79	1	1.52

4 まとめ

これらの実験結果により以下のことがいえる。

- 1) 同じ土質の地盤では、アンカーの周面摩擦抵抗は地盤の密度が高いほど大きい。
- 2) アンカーの周面摩擦抵抗は地盤材料のせん断特性と強く関係する。地盤材料の粒度分布、特に礫分の多少などの影響も認められる。
- 3) 定着長の長いアンカーでは、摩擦抵抗のほとんどが頭部に近い部分で発生し、定着長の増大が全体の引抜き抵抗に与える影響は小さいと考えられる。

5 おわりに

近年、アンカーの技術開発が盛んに行われているが、どの工法にも共通しているのは周面摩擦抵抗を的確に把握することの重要性である。本報文中に示した模型実験の結果は、アンカーの周面摩擦抵抗に影響を与える要因についていくつかの重要な手がかりを示したといえる。これらの成果に加え実物大のアンカーの引抜き実験などを行って、そこで得られた結果を実際のアンカーの設計に役立てていきたいと考えている。

参考文献

- 1) 土質工学会：グラウンドアンカー設計施工基準・同解説，1990.
- 2) 桑島正樹，西川純一，野並光昭，日下部祐基：アンカーの周面摩擦抵抗に関する研究，土木学会第49回年次学術講演会第Ⅲ部門，pp760-761,1994.
- 3) 土質工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説，1993.
- 4) 劍持 毅，木村 保，奥村一郎，深谷健雄：原位置摩擦測定試験より得られた杭の周面摩擦力，土と基礎，34-4，pp13-19，1986.

三成分コーンによる疑似杭の鉛直載荷試験

北海道開発局開発土木研究所 正会員 ○玉田 隆志
 同 上 正会員 西川 純一
 同 上 正会員 日下部祐基

1. はじめに

杭の許容変位量のうち鉛直変位量については、道路橋示方書¹⁾（以下道示）で定められている方法で求めた許容鉛直支持力の範囲内では問題となることはあまりない²⁾。しかし、火山灰などの特殊な地盤では道示の支持力推定法では過大評価してしまうことがあり、杭に大きな沈下が生じることもある。このような場合には、杭頭荷重と沈下量の関係を把握する事が重要である。この関係を求める方法としては杭の鉛直載荷試験があり、各土層毎にひずみゲージを貼付けることにより各土層のすべり係数や周面摩擦力も直接知ることでもでき有効な試験である。しかし、経済性や工期の面から実施されるケースは少ない。杭先端の鉛直方向地盤反力係数、杭と地盤の周面摩擦力と沈下量の関係が推定できれば、杭頭荷重と沈下量の関係を間接的に求めることができる。そこで、後者の周面摩擦力と沈下量の関係に着目し、これを三成分コーンを用いて推定することを試みた。

本研究では、三成分コーンとそのロッドを杭と想定し、各土層ごとに載荷試験を行い貫入抵抗および周面摩擦力度と沈下量を測定する試験を実施した。そして、その結果を用いて杭頭荷重と沈下量の関係を推定し、実杭の鉛直載荷試験結果と比較してその有効性について検討した。

2. 試験概要

写真-1は、三成分コーンによる鉛直載荷試験の状況を示す。通常の三成分コーン貫入試験のコーン、ロッド、10ton用オランダ式貫入装置を用いて所定の深度まで貫入させる。その後、ロッドの頭にジャッキと荷重計を搭載しロッドの沈下量を測定するために変位計を設置した（図-1）。三成分コーンは、貫入抵抗 q_c 、周面摩擦力度 f_s 、間隙水圧 u_r を同時にかつリアルタイムに計測できる電気式コーンである。図-2は、本試



写真-1 三成分コーンによる鉛直載荷試験

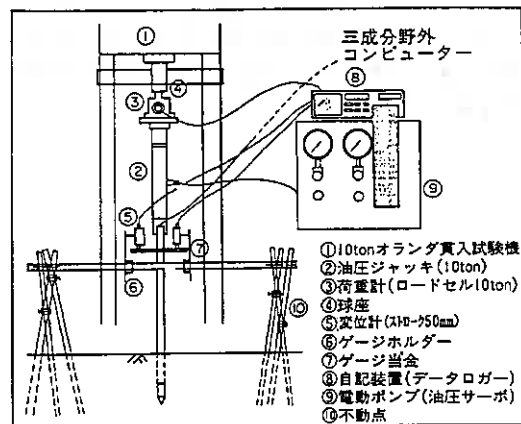


図-1 装置配置図

Model Pile Vertical Loading Test using Three-Sensor Corn Penetrometer;

Takashi TAMADA (Hokkaido Development Bureau), Jun'ichi NISHIKAWA, Yuki KUSAKABE

表-1 載荷試験装置の諸元

油圧ジャッキ	ストローク150mm、最大10tonf
電動ポンプ	最大圧力700kgf/cm ²
圧縮型荷重計	定格容量10tonf
変位計	0~50mm、精度1/100mm
記録装置	データロガー

験で用いた三成分コーンの構造図と仕様を示したものである。また、表-1に載荷試験装置の諸元を示した。

試験の方法は、通常の三成分コーン貫入試験を実施し、貫入抵抗 q_c 、周面摩擦力度 f_s 、間隙水圧 u_r の分布状況を把握する。そして、三成分による土質判別と既存ボーリングデータを参考にして、各土層毎に試験を行うように試験深度を決定する。

載荷方法は、杭の鉛直載荷試験方法・同解説³⁾を参考に以下のように設定した。

計画最大荷重-試験深度の直前でコーンが極限支持力に達するまで載荷し、その時の荷重を計画最大荷重とする。

荷重分割-計画最大荷重を1/10分割し載荷する。しかし、計画最大荷重で極限支持力に至らない場合は、1/10分割の荷重を極限に達するまで繰り返す。

荷重-油圧ジャッキにより各荷重まで載荷し、その後一定荷重を保つ。

荷重保持時間-最小荷重保持時間は3分とし、コーンの沈下の進行が0.02mm以下の値を記録するまでとする。

しかし、15分経過してもこの値に達しない時には、この時点で次の荷重段階に移行する。

測定項目-時間、載荷荷重、コーン沈下量、三成分 (q_c , f_s , u_r)

測定間隔-0分、0.5分、1分、2分・・・1分間隔に測定し15分間までとする。

3. 現場概要と試験深度の決定

試験箇所は、過去に杭の鉛直載荷試験が実施された2現場である。杭および杭載荷試験の諸元を表-2に示す。また、既存のボーリングとN値、三成分コーン貫入試験による土質判別図と貫入試験結果を図-3に示した。

図-3をもとに各土層毎に試験できるように、コーン載荷試験深度を決定した。

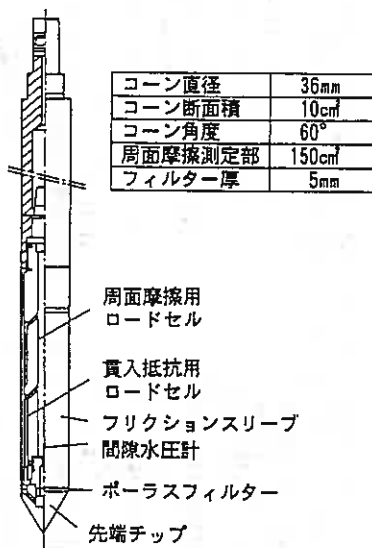
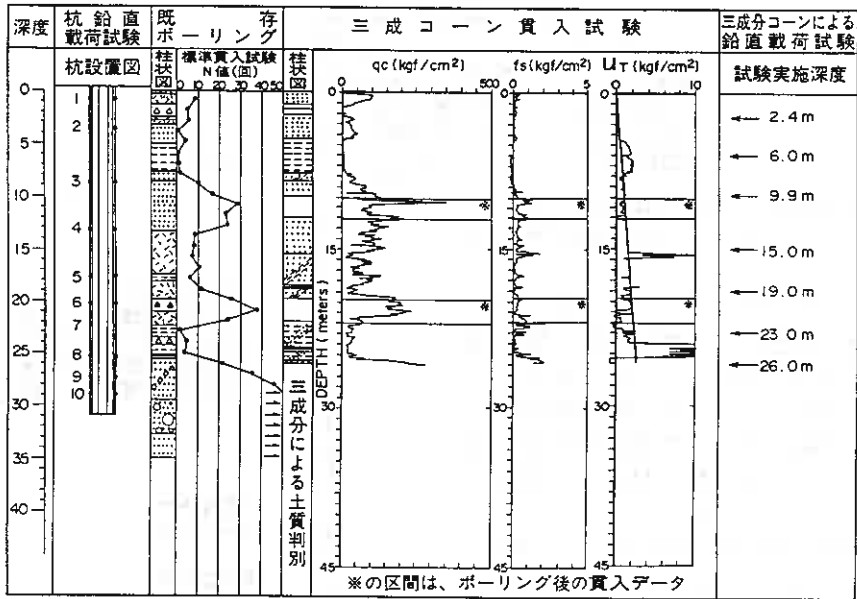


図-2 三成分コーン構造図と仕様

表-2 杭および載荷試験の諸元

試験現場	苫小牧市	厚真町
杭種	鋼管杭	鋼管杭
杭径(mm)	600	800
杭長(m)	31.5	39.0
施工法	打込み	打込み
支持形式	支持杭	摩擦杭
試験最大荷重(tf)	400	400
杭頭最大沈下量(mm)	45.79	23.30

苦小牧市



厚真町

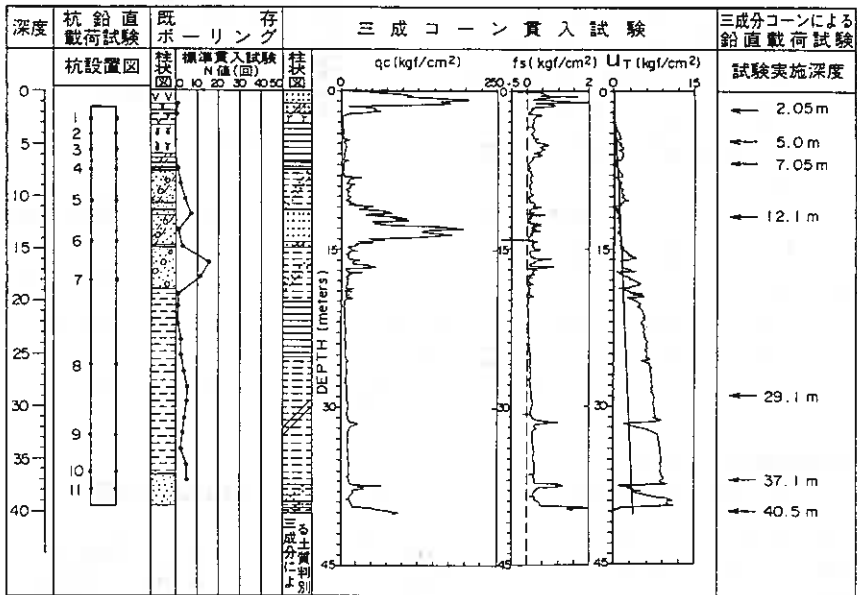


図-3 ボーリング結果とN値、三成分による土質判別図と貫入試験結果および三成分コーンによる鉛直載荷試験深度

4. 試験結果の整理

図-1で示しているように鉛直変位量は地上部のロッドの沈下量で測定している。そのため、試験深度での沈下量はロッドのひずみも含まれているため、深度が深くなるほどその影響は大きくなってくる。したがって、測定した変位量にひずみに対する補正をする必要がある。

図-4 にコーンおよびロッドの軸力分布の模式図を示した。

コーン先端部の軸力 N_1 、フリクションスリーブで受け持つ周面

摩擦力 F_s は、 $N_1 = q_c \cdot A_1$ …… (1)

$F_s = f_s \cdot A_2$ …… (2)

よって、フリクションスリーブの上部での軸力は、

$N_{i-1} = N_1 + F_s$ …… (3)

A_1 : コーン断面積、 A_2 : フリクションスリーブ面積

ロッドの平均軸力 N は、 $N = (P + N_{i-1}) / 2$ …… (4)

ロッドの平均応力 σ は、 $\sigma = N / A_3$ …… (5)

ロッドの平均ひずみ ε は、 $\varepsilon = \sigma / E$ …… (6)

A_3 : ロッド断面積、 E : ロッドの弾性係数

実際の測定部沈下量 δ_2 は、ロッドのひずみによる弾性圧縮量を引いた次式で表せる。

$\delta_2 = \delta_1 - \varepsilon \cdot L_1$ …… (7)

L_1 : フリクションスリーブ上部から地上までのロッド長

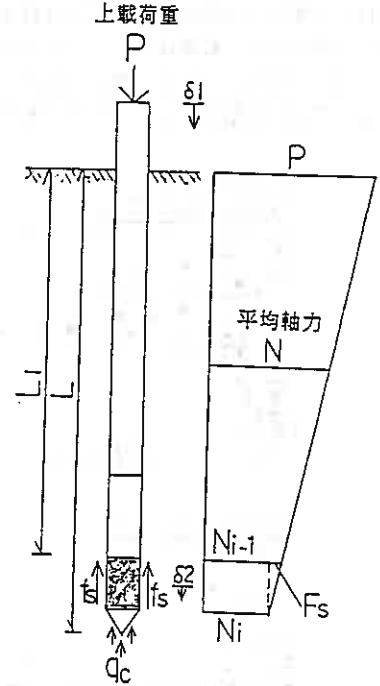


図-4 コーンおよびロッドの軸力分布図

5. 試験結果

三成分コーン貫入試験の q_c 、 f_s から杭の周面摩擦力度を推定する場合には施工法別、地盤の種類別に分けた換算係数(表-3)を掛けると良い対応を示す⁴⁾ことがわかっている。そこで、三成分コーンによる載荷試験の q_c 、 f_s の最大値および通常の三成分コーン貫入試験で行われている平均 q_c 、 f_s に換算係数を乗じた。図-5に、載荷試験 q_c から換算した周面摩擦力度と貫入試験 q_c から

表-3 三成分コーン貫入試験の f_s 、 q_c からの杭の周面摩擦力度への換算⁴⁾

地盤の種類	施工法	
	打込み杭工法	場所打ち杭工法
粘性土	1.6 f_s または0.03 q_c	1.8 f_s または0.03 q_c
砂質土	0.5 f_s または0.003 q_c	1.2 f_s または0.01 q_c

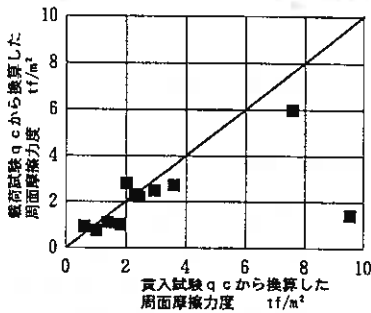


図-5 三成分コーンによる載荷試験、貫入試験それぞれの q_c から換算した周面摩擦力度の比較

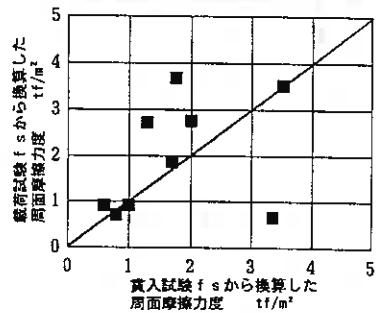


図-6 三成分コーンによる載荷試験、貫入試験それぞれの f_s から換算した周面摩擦力度の比較

換算した周面摩擦力度の比較を示した。また、図-6には、載荷試験 f_s から換算した周面摩擦力度と貫入試験 f_s から換算した周面摩擦力度の比較を示している。 q_c 、 f_s のどちらも同程度な値を示している。したがって、三成分コーン載荷試験においても通常の三成分コーン貫入試験と同様の換算係数を用いても良いと判断し、以下に示す q_c 、 f_s より推定する杭の周面摩擦力度は換算係数を掛けたものを用いる。

図-7は、土層毎の q_c 、 f_s および杭の載荷試験から求めた周面摩擦力度と沈下量の関係の代表的なものを

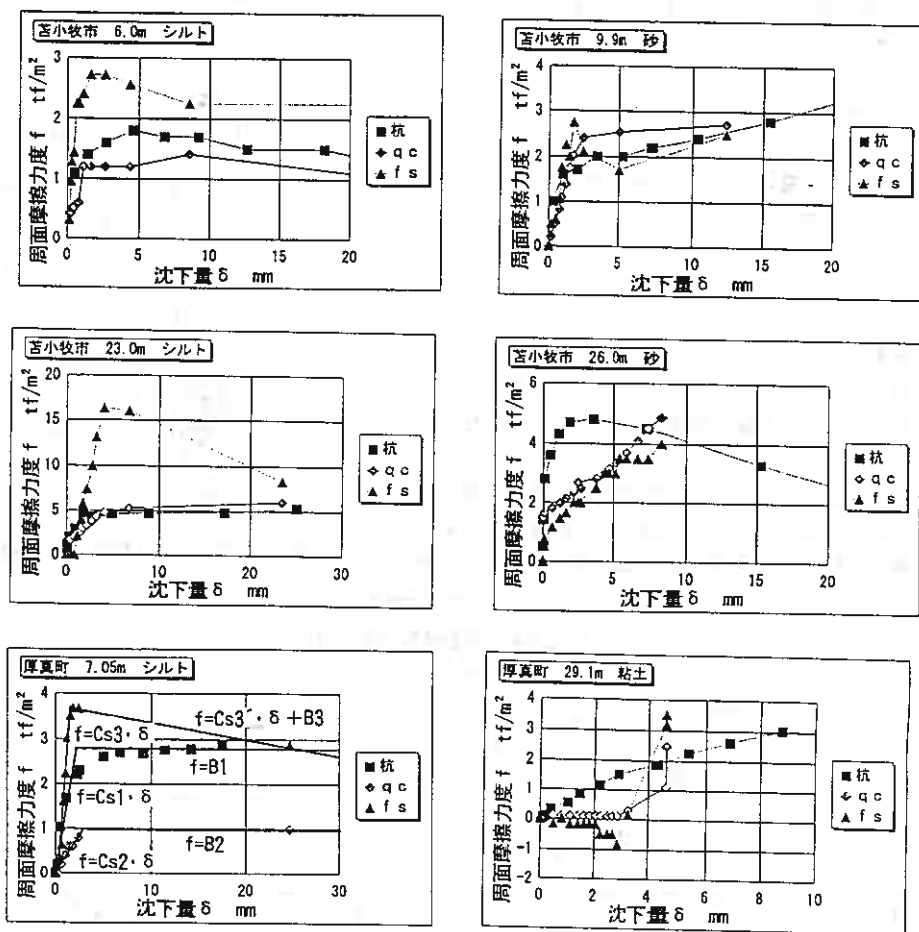


図-7 土層毎の周面摩擦力度と沈下量の関係

示したものである。杭の載荷試験結果と比較すると、今回の2箇所の現場では、深度23mまでは類似の結果を得た。それ以後に試験を行った深度26mでは、沈下量の増加に対して q_c 、 f_s からの周面摩擦力度の増加が小さくなっており、杭の載荷試験結果と異なる結果になっている。貫入地盤の条件にもよるので一概にはいえないが本試験装置での限界深度は23m~26mであると考えられる。この原因は、ロッドのひずみに対する補正は行っているが、ロッドのたわみについては考慮されていないことから、これが起因していると推測される。

次に、ワイブル分布曲線を用いた宇都らの方法⁵⁾により、各土層の周面摩擦力度と沈下量の関係から降伏

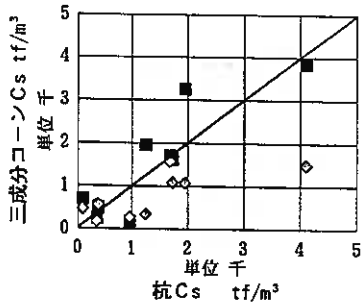


図-8 すべり係数の比較

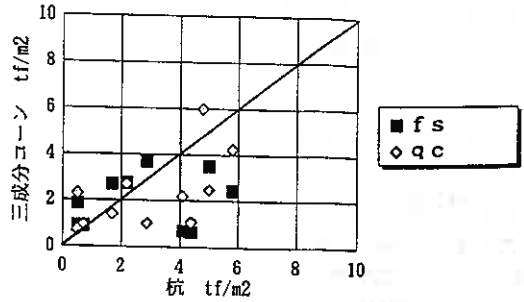


図-9 最大周面摩擦力度の比較

周面摩擦力度を求め原点と直線で結びその勾配をすべり係数Csとして求めた。最大周面摩擦力度に達した後は、図-7の厚真町(7.05m、シト)のように分布形状に合わせてCsを変化させy切片にあたる定数Bも設定した。また、図-8に宇都らの方法により求めた各土層のqc、fsのCsと杭の載荷試験結果からのCsの比較を示しているが、良い相関が見られる。最大周面摩擦力度の比較を図-9に示しており、ばらつきは大きく、杭の載荷試験から求めた値に対して、三成分コーンのqc、fsから求めた最大周面摩擦力度は下回る傾向がある。

6. 杭頭荷重と沈下量の関係の推定

求めたすべり係数Csと定数Bを用いて図-10のフローチャートに従い杭頭の荷重と沈下量の関係を推定した。

先端地盤の鉛直方向地盤反力係数をあらかじめ設定し、杭先端バネ定数を求める。

$$K_v = k_v \times A_1 \quad \dots (8)$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (tf/m^3)、

A_1 : 杭の先端閉塞した断面積 (m^2)

任意量の先端軸力 P_{n-1} で $m=1$ 層目、 $n=1$ 点(図-11)の沈下量を求める。

$$\Delta(n=1) = P_{n-1} / K_{v,n-1} \quad \dots (9)$$

$K_{v,n}$: 杭先端地盤バネ定数 (tf/m)、 Δn : n 点の沈下量 (m)

m 層の弾性圧縮量 $\Delta\Delta m$ (m)は、

$$\Delta\Delta m = \{(P_n + P_{n+1}) / 2EA\} L_m$$

NO. $n+1$ の軸力 P_{n+1} (tf)は、

$$P_{n+1} = P_n + (f_{m,n} + f_{m,n+1})UL_m / 2 \quad \dots (10)$$

P_n : n 点の軸力 (tf)、 E : 杭の弾性係数 (tf/m^2)、

A : 杭の断面積 (m^2)、 L_m : 層厚 (m)

$f_{m,n}$: m 層、 n 点の周面摩擦力度 (tf/m^2)、 U : 杭周 (m)

で表されるから、

$$\Delta\Delta m = \frac{4P_n + (f_{m,n} + f_{m,n+1})UL_m}{4EA} \quad \dots (11)$$

Δn が周面摩擦力度の降伏時沈下量 Δy に達していない場合、

$$f_{m,n} = C_{s,m} \Delta n \quad \dots (12)$$

$C_{s,m}$: 降伏前の m 層のすべり係数 (tf/m^3)

$n+1$ 点の変位量 $\Delta n+1$ は

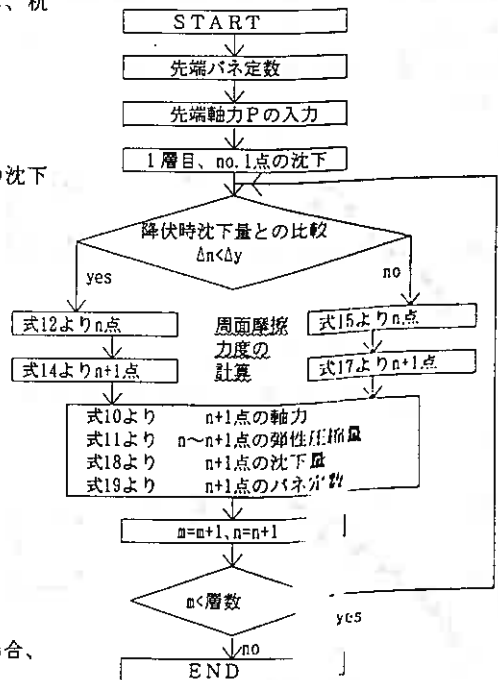


図-10 杭頭荷重と沈下量の推定フローチャート

$$\Delta n+1=f_{m n+1} / C_{s m 1}=f_{m n} / C_{s m 1}+\Delta \Delta m \quad \cdots (13)$$

$f_{m n+1}$ について整理すると、

$$f_{m n+1}=\frac{(4 E A+C_{s m 1} U L_m^2+4 K_{v m} L_m) * f_{m n}}{4 E A-C_{s m 1} U L_m^2} \quad \cdots (14)$$

Δn が Δy に達している場合、

$$f_{m n}=C_{s m 2} \Delta n+B m \quad \cdots (15)$$

$C_{s m 2}$:降伏後の m 層のすべり係数(tf/m^3)、 $B m$:定数(tf/m^2)

$$\Delta n+1=f_{m n+1} / C_{s m 2}+B m / C_{s m 2}=f_{m n} / C_{s m 2}+B m / C_{s m 2}+\Delta \Delta m \quad \cdots (16)$$

$f_{m n+1}$ について整理すると、

$$f_{m n+1}=\frac{(4 E A+C_{s m 2} U L_m^2+4 K_{v m} L_m) * f_{m n}-4 K_{v m} L_m B m}{4 E A-C_{s m 2} U L_m^2} \quad \cdots (17)$$

式(10)より $n+1$ 点の軸力を式(11)から弾性圧縮量を求め、

NO. $n+1$ の沈下量とバネ定数を次の式で求める。

$$\Delta n+1=\Delta n+\Delta \Delta m \quad \cdots (18)$$

$$K_{v n+1}=P_{n+1} / \Delta n+1 \quad \cdots (19)$$

この計算を下の層から順番に全層行い、杭頭の荷重と沈下量を求める。そして、先端軸力を変化させて同様のことを行い杭頭荷重と沈下量の関係を得る。

この計算には、深度23mまでは三成分コーンの載荷試験結果を、それ以深はN値から求めたすべり係数²⁾と最大周面摩擦力度¹⁾を用いた。N値を用いた層では、最大周面摩擦力度に達した後は沈下量が増えても周面摩擦力度は一定値とした。図-12、13は、 k_v を道示に示されている方法で、N値から求めた値を用いて杭の荷重と沈下量の関係を推定したものである。

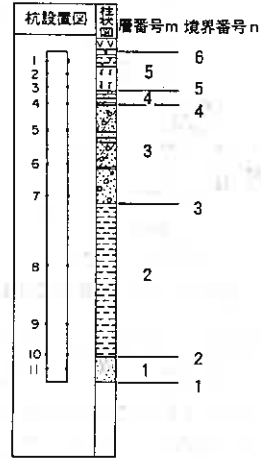


図-11 層番号と境界番号

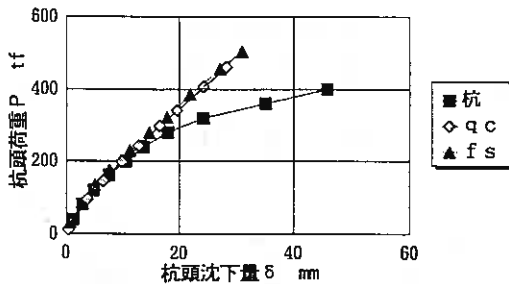


図-12 杭頭の荷重と沈下量 (K_v はN値より, 苫小牧市)

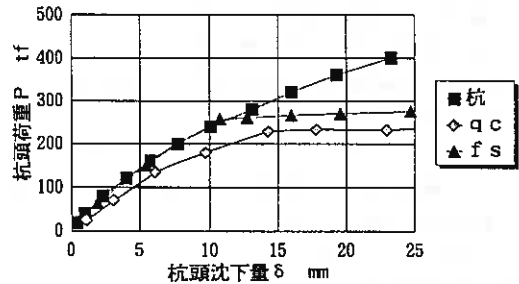


図-13 杭頭の荷重と沈下量 (K_v はN値より, 厚真町)

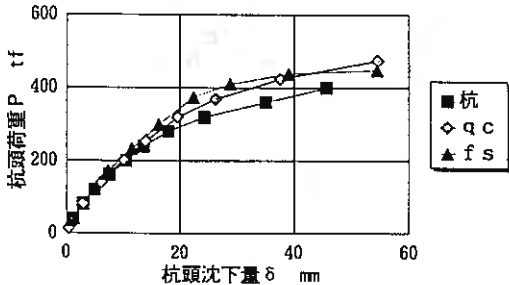


図-14 杭頭荷重と沈下量 (K_v は載荷試験より, 苫小牧市)

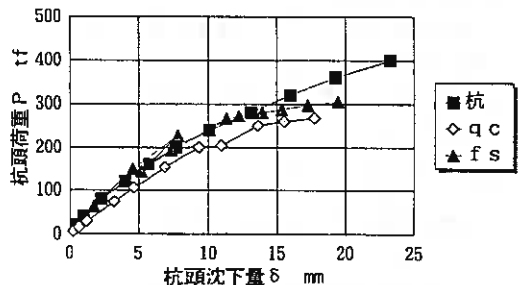


図-15 杭頭荷重と沈下量 (K_v は杭載荷試験より, 厚真町)

どちらの現場も変位量15mm、杭頭荷重200t位までは良い一致を示しており、この杭頭荷重は設計荷重を上回るものである。それ以降の沈下では、厚真町では小さく、苫小牧市では大きくなっている。また、図-14、15には、 K_v を杭の載荷試験の各荷重段階の先端軸力/先端変位量から求め、入力軸力に対して K_v を変化させ計算したものである。地盤は弾塑性体であるため、一定値となるN値から求めた K_v を用いた場合よりも、実測値である杭の載荷試験からの K_v を用いたほうが当然良い対応を示している。このことは、適切な K_v を与えることにより三成分コーンの載荷試験の結果を用いて杭頭の荷重と沈下量の関係にある程度推定できることを示唆する。qcおよびfsからの推定では、厚真町箇所では若干fsの方が杭の載荷試験結果と良い対応を示し、苫小牧市箇所ではqcの方が杭の載荷試験結果と良い対応を示しており、どちらからの推定の方が良い精度かは判断できない。

7. まとめ

- 1) 三成分コーンによる載荷試験では、深度が深くなると周面摩擦力度と沈下量の関係にロッドのたわみが影響して、杭の載荷試験結果と異なる傾向を示した。その深度は、今回の結果では23~25mであった。
- 2) 三成分コーンによる載荷試験のqc、fsを換算係数で補正し求めたすべり係数は、杭の載荷試験のすべり係数と近似した値を示す。
- 3) 適切な K_v を与えることにより、三成分コーンの載荷試験の結果を用いて杭頭の荷重と沈下量の関係にある程度推定できる可能性がある。

8. おわりに

今回、三成分コーンを杭とみなし、各土層毎に鉛直載荷試験を試みたが、測定上の問題点がいくつかあった。例えば、qc値、fs値の計測は三成分コーン貫入試験用の測定器から読み取ったが、静止している状態でも値がばらつき読み取り誤差が生じている。N値が30以上になると貫入が不能になり、その層の平均N値付近で載荷試験ができず、貫入の限界点で載荷試験を実施している。深度が深くなるとロッドのたわみの影響が大きくなり、データとして使用不可能になるため、N値から求めたすべり係数と最大周面摩擦力度で代用している、などの問題である。しかしながら、三成分コーンの載荷試験のqc、fsを用いて杭頭の荷重と沈下量の推定では評価すべき結果が得られた。したがって、本試験は杭頭荷重と沈下量の推定においてかなりの可能性をもっている。今後は、問題点の改善と試験データを増やすことが必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、1990年、PP201~202、PP282~283
- 2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、1992年、PP163~164、PP156~157
- 3) 土質工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説、1993年
- 4) 玉田隆志、西川純一、日下部祐基：三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法の提案、土質工学会北海道支部技術報告集第34号、1994年、PP296~303
- 5) 宇都一馬、冬木衛、桜井学：クイの載荷試験結果の一整理法、第13回土質工学会研究発表会、1978年、PP813~816

築堤下の地中応力を三角荷重の Superposition で求める解析

ロック建設技術研究所 正会員 今井 芳雄

§ 1. 前言 水平地表面に鉛直 Z 方向の集中荷重は地下に向って3次元に伝達される。その解析は土を弾性体とみなして、ブーシネスク (Boussinesq) の解析式に頼っている。築堤については地中応力は幅方向に変化し、築堤延長方向では、どの横断面も同じ2次元応力分布と考えられる。TIMOSHENKOはその分布を2次元の極座標で解析式を導いているのでこれに頼って2次元変化の鉛直応力を求めたのが本論である。求め得るのは 満載荷重の両端部直下夫々の σ_z に限られている。荷重中間任意点直下の σ_z は 一気に求める式は導き得ないが 両群荷重端部の Super position として求める。荷重端部から離れた点直下については、仮りにその点まで荷重が続くとして σ_z を先づ求めてから、仮りに続くとした荷重のみによる同じ点直下の σ_z を求め、これを控除分として両者を Super position すれば答となる。

§ 2. 2次元の応力伝達 (極座標)

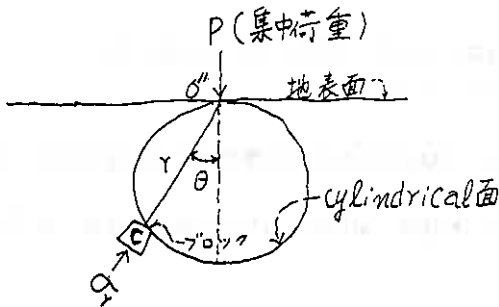


Figure 2.1 (TIMOSHENKO 1:43)

O' の集中荷重 P (Figure 2.1) が放射方向に2次元的に伝わる場合 地中の微小ブロック C は放射方向 γ に正対するものとし これに

Analysis of learning Internal Soil stress under Embankment by superposition of triangular Load

①

これに放射応力 σ_r が作用し、ブロックの両側面にはせん断応力 τ_θ とこの側面に垂直な応力 σ_θ が天々作用し、集中荷重からの放射力の1つと釣合いを保つ。これについての TIMOSHENKO の解析は先づ応力関数 (stress function) ϕ を導入し

$$\phi = -\frac{P}{\pi} \cdot r \cdot \theta \cdot \sin \theta$$

とおくのである
この ϕ についての微分方程式から

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2}$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2}$$

$$\tau_\theta = \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial \theta} = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \right)$$

で表わされたとしている。

- 応偏微分を実行してみる。

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} = \frac{1}{r} \frac{\partial \left\{ -\frac{P}{\pi} r \theta \sin \theta \right\}}{\partial r} = \frac{1}{r} (-) \frac{P}{\pi} \cdot \frac{dr}{dr} \theta \sin \theta = \frac{1}{r} (-) \frac{P}{\pi} \theta \sin \theta$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial \theta} = (-) \frac{P}{\pi} r \left\{ \frac{d\theta}{d\theta} \sin \theta + \frac{d \sin \theta}{d\theta} \cdot \theta \right\} = (-) \frac{P}{\pi} r \cdot \{ \sin \theta + \theta \cos \theta \}$$

$$\therefore \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} = \frac{1}{r^2} (-) \frac{P \cdot r}{\pi} \{ \cos \theta + \theta (-) \sin \theta + \cos \theta \} = (-) \frac{P}{\pi} \{ \cos \theta - \theta \sin \theta + \cos \theta \}$$

$$\therefore \sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} = (-) \frac{P}{\pi} \cdot \frac{1}{r} \{ \theta \sin \theta + \cos \theta - \theta \sin \theta + \cos \theta \} = (-) \frac{P}{\pi} \frac{2 \cos \theta}{r}$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial r} = (-) \frac{P}{\pi} \theta \sin \theta \quad \text{右辺は } r \text{ に対し定数} \therefore \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} = 0 = \sigma_\theta$$

$$\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial \theta} = \frac{1}{r} (-) r \frac{P}{\pi} \{ \sin \theta + \theta \cos \theta \} = -\frac{P}{\pi} \{ \sin \theta + \theta \cos \theta \} \quad \text{右辺は } r \text{ に対し定数}$$

$$\therefore \tau_\theta = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \right) = 0$$

σ_r のみ数値をもつとくなり 他は zero であり

素晴らしいことである ($r \cdot d\theta$) は stress の作用する面の大きさで

あるが、これに作用する force (力) は stress \times 面積 = $\sigma_r (r \cdot d\theta)$ である

これは鉛直と θ

の角をなすから

鉛直分力は $\{\sigma_r \cdot (r \cdot d\theta)\} \cos\theta$ となる $d\theta$ を O' のまわりには 180° 積分すれば集中荷重 P に等しいから可きで"積分上限を $\pi \times 2'$ にとつてこれを 2倍する

$$\therefore 2 \int_{\theta=0}^{\theta=2' \cdot \pi} \sigma_r (r \cdot d\theta) \cos\theta = 2 \int_{\theta=0}^{\theta=2' \cdot \pi} \left\{ \frac{2P}{\pi} \cos\theta \right\} (r \cdot d\theta) \cos\theta = \frac{4P}{\pi} \int_{\theta=0}^{\theta=2' \cdot \pi} \cos^2\theta d\theta$$

$$= \frac{4P}{\pi} \left[\frac{1}{4} \sin 2\theta + \frac{\theta}{2} \right]_{\theta=0}^{\theta=\frac{\pi}{2}} = \frac{4P}{\pi} \left[\frac{1}{4} \sin 2 \times \frac{\pi}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi}{2} - 0 \right] = \frac{4P}{\pi} \left[\frac{\pi}{4} \right] = P$$

即ち $\sigma_r = \frac{P}{\pi} \cdot \frac{2}{r} \cos\theta$

が適解である

§3 放射応力 σ_r から鉛直 stress σ_z を求める

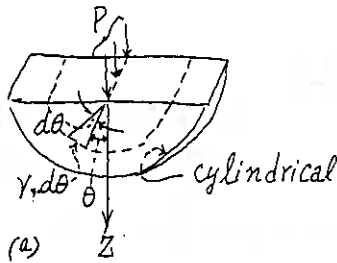


Figure 3.1 において Force P から放射の力の $1/r$ は $(r \cdot d\theta)$ 面に作用する。 $\sigma_\theta = 0$, $\tau_\theta = 0$ である (§2) σ_r の negative を外にも理論は進めようから

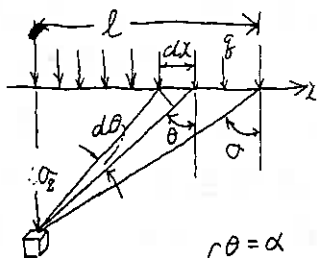
$$\sigma_r = \frac{2P}{\pi \cdot r} \cos\theta \dots\dots (3.1) \quad \text{とおく}$$

次に $(r \cdot d\theta)$ 面に作用する Force は $\sigma_r \cdot (r \cdot d\theta)$ であるが $(r \cdot d\theta) (\cos\theta)'$ の水平面に到達するこの時この鉛直分力は $\sigma_r \cdot (r \cdot d\theta) \cos\theta$ である

この Stress $d\sigma_z$ は

$$d\sigma_z = \sigma_r (r \cdot d\theta) \cos\theta \div \{ r \cdot d\theta (\cos\theta)' \} = \sigma_r \cdot \cos^2\theta$$

§4. 築堤下面に奥行が単位長、幅 l の面に等布荷重 q が載る場合



$$dx = (r \cdot d\theta) (\cos\theta)' \quad \text{線荷重 } P = q \cdot dx$$

$$d\sigma_z = \sigma_r \cdot \cos^2\theta = \left\{ (\pi \cdot r)' \cdot 2P \cdot \cos\theta \right\} \cos^2\theta$$

$$= (\pi r)' \cdot 2q \cdot r \cdot d\theta (\cos\theta)' \cos\theta \cdot \cos^2\theta$$

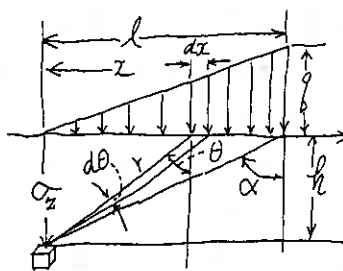
$$= \pi' \cdot 2q \cos^2\theta d\theta$$

$$\therefore \sigma_z = \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} d\sigma_z = \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} \pi' \cdot 2q \cdot \cos^2\theta \cdot d\theta = \pi' \cdot 2q \left[\frac{1}{4} \sin 2\theta + \frac{1}{2} \theta \right]_0^\alpha$$

$$= \pi^{-1} \cdot 2q \left[\frac{1}{4} \times 2 \sin \alpha \cdot \cos \alpha + \frac{1}{2} \alpha \right] = \pi^{-1} \cdot q \left[\sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \right]$$

荷重 l 区間内任意の x 点直下の点 k について 1 回で直接 σ_z を得る解析は求め得ないが x 点を互の端部として共有する荷重 2 組の Superposition で求める。

§5. 築堤横断方向 x について三角荷重 $l' \cdot q \cdot x$ が載る場合 (401)



$$\sigma_r = (\pi^{-1} r)^{-1} \cdot 2P \cdot \cos \theta, \quad P = l' \cdot q \cdot x \cdot dx, \quad x = h \cdot \tan \theta$$

$$dx = (r \cdot d\theta) (\cos \theta)^{-1}$$

$$d\sigma_z = \sigma_r \cdot \cos^2 \theta = (\pi r)^{-1} \cdot 2P \cdot \cos \theta \cdot \cos^2 \theta$$

$$= (\pi r)^{-1} \cdot 2 \times (l' \cdot q \cdot x \cdot dx) \cos^3 \theta$$

$$= (\pi r)^{-1} \cdot 2 \times (l' \cdot q \cdot h \cdot \sin \theta \cdot (\cos \theta)^{-1} (r \cdot d\theta) (\cos \theta)^{-1}) \cos^3 \theta$$

$$= \pi^{-1} \cdot (l' \cdot 2q \cdot h \cdot \sin \theta (\cos \theta)^{-1} (\cos \theta)^{-1} \cos^3 \theta$$

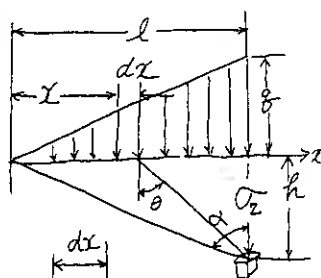
$$= (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \cdot \sin \theta \cos \theta \cdot d\theta$$

$$\therefore \sigma_z = \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \cdot \sin \theta \cos \theta \cdot d\theta = (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot d\theta$$

$$= (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \left[\frac{1}{2} \sin^2 \theta \right]_{\theta=0}^{\theta=\alpha} = (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \left[\frac{1}{2} \sin^2 \alpha \right] = \pi^{-1} \cdot q (\tan \alpha)^{-1} \cdot \sin^2 \alpha$$

$$= \pi^{-1} \cdot q \left[\sin \alpha \cdot \cos \alpha \right]$$

§6. 築堤横断方向 x について三角荷重 $l' \cdot q \cdot x$ が載る場合 (402)



$$dx = (r \cdot d\theta) (\cos \theta)^{-1}, \quad x = l - h \left\{ \sin \theta \cdot (\cos \theta)^{-1} \right\}$$

$$d\sigma_z = \sigma_r \cdot \cos^2 \theta = (\pi r)^{-1} \cdot 2P \cdot \cos \theta \cdot \cos^2 \theta$$

$$= (\pi r)^{-1} \cdot l' \cdot 2q \cdot (l - h \cdot \sin \theta (\cos \theta)^{-1}) (\cos \theta)^{-1} (r \cdot d\theta)$$

$$\times \cos^3 \theta = (\pi^{-1} \cdot 2q \cos^2 \theta d\theta - (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \cdot \sin \theta$$

$$\times \cos \theta d\theta$$

$$\therefore \sigma_z = \pi^{-1} \cdot 2q \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} \cos^2 \theta \cdot d\theta - (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \int_{\theta=0}^{\theta=\alpha} \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot d\theta$$

$$= \pi^{-1} \cdot 2q \left[\frac{1}{4} \sin 2\theta + \frac{1}{2} \theta \right]_{\theta=0}^{\theta=\alpha} - (l\pi)^{-1} \cdot 2q \cdot h \left[\frac{1}{2} \sin^2 \theta \right]_{\theta=0}^{\theta=\alpha}$$

$$= \pi^{-1} q \left[\sin \alpha \cdot \cos \alpha + \alpha \right] - \pi^{-1} \cdot q \left[\cos \alpha \cdot \sin \alpha \right] = \pi^{-1} \cdot q \left[\alpha \right]$$

⊙

§7. 築堤の計算例

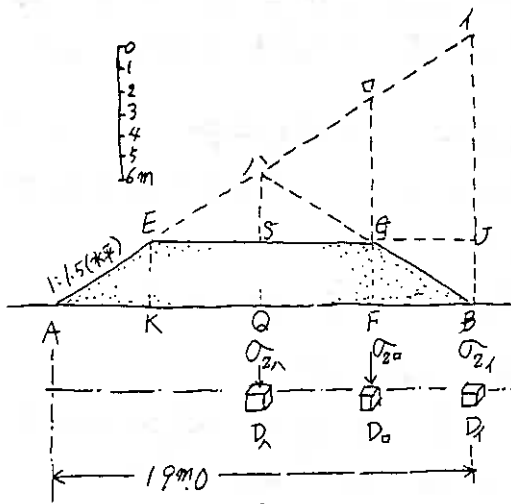


Figure 7.1

築堤天端幅 10m.0
 盛土高 3m.0 築堤敷幅 19m.0
 法面勾配 1:1.5(水平) 盛土単位
 体積重量 $1.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$
 深さ 3.9m, 法尻 B 点 肩下 F 点
 夾角 Q 直下の σ_2 を求めることに
 する (Figure 7.1)
 勾配 1:1.5(水平) の三角荷重の
 土, 何回かの super position で
 各点 D_1, D_0, D_2 の σ_2 を求める
 ことにする

§8. 築堤法尻 B 点直下 D_2 点の σ_2

(1) $\triangle AIB$ の三角荷重による D_1 点の σ_2 ; 荷重 $IB = 19\text{m} \times 1.5 \times 1.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$
 $= 22.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$, $\alpha = \angle BD_1A = \tan^{-1}(19\text{m} \times 3.9^{-1}) = \tan^{-1} 4.872 = 1.368 \text{ radian}$
 土による $\sigma_2 = \pi^{-1} \cdot f[\alpha] = \pi^{-1} \cdot 22.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2} \times 1.368 \text{ radian} = 9.87 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$.

(2) $\triangle EIK$ 三角荷重による D_1 点の σ_2 ; 荷重 $IK = (19\text{m} - 4.5\text{m}) \times 1.5 \times 1.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$
 $= 17.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$ $\alpha = \angle BD_1K = \tan^{-1}(19\text{m} - 4.5\text{m}) \times 3.9^{-1} = \tan^{-1} 3.72$

$= 1.308 \text{ radian}$, 土による $\sigma_2 = \pi^{-1} \cdot f[\alpha] = \pi^{-1} \cdot 17.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2} \times 1.308 \text{ radian} = 7.24 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$.. (扣除分)

(3) $\triangle GJB$ の三角荷重による D_1 点の σ_2 ; 荷重 $JB = 3\text{m} \times 1.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3}$

$= 5.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$ $\alpha = \angle BD_1F = \tan^{-1}(4.5\text{m} \times 3.9^{-1}) = \tan^{-1} 1.154 = 0.857 \text{ radian}$

土による $\sigma_2 = \pi^{-1} \cdot f[\alpha] = \pi^{-1} \cdot 5.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2} [0.857 \text{ radian}] = 1.473 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$.. (扣除分)

(4) 過大 - 扣除の super position による σ_2 ; ⊙

$\sigma_{21} = \triangle AIB$ の三角荷重によるもの - ($\triangle EIK$ の三角荷重によるもの + $\triangle GJB$ の三角荷重によるもの)

$$= 9.87 \text{ t} \cdot \text{m}^2 - (7.24 \text{ t} \cdot \text{m}^2 + 1.473 \text{ t} \cdot \text{m}^2) = 1.157 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \quad \dots \text{答(法尻分)}$$

§9. 築堤肩部直下 D_0 点の O_2

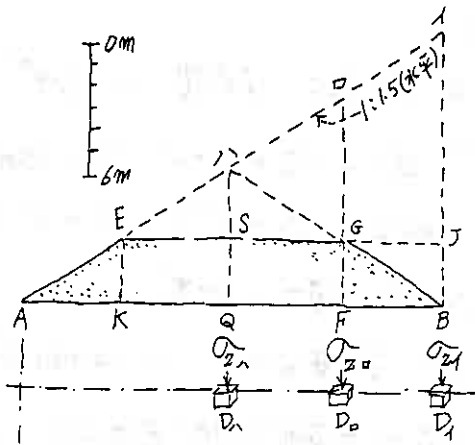
(1) $\triangle A_0F$ の三角荷重による肩部直下 D_0 点の O_2 ; 荷重 $\square F = (19\text{m} - 4.5\text{m}) \times 1.5^{-1} \times 1.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3} = 17.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$. $\alpha = \angle F D_0 A = \tan^{-1}(19\text{m} - 4.5\text{m}) \times 3.9^{-1} = \tan^{-1} 3.72 = 1.308 \text{ radian}$. したがって $O_2 = \pi^{-1} \cdot f(\alpha) = \pi^{-1} \times 17.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2} [1.308 \text{ radian}] = 7.24 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \dots$ (過大仮計算)

(2) $\triangle E_0G$ 三角荷重による G 点直下 D_0 点の O_2 ; 荷重 $\square G = (19\text{m} - 4.5\text{m} \times 2) \times 1.5^{-1} \times 1.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3} = 12 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$. $\alpha = \angle F D_0 K = \tan^{-1}(19\text{m} - 4.5\text{m} \times 2) \times 3.9^{-1} = \tan^{-1} 2.564 = 1.2 \text{ radian}$. したがって $O_2 = \pi^{-1} \cdot f(\alpha) = \pi^{-1} \times 12 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2} [1.2 \text{ radian}] = 4.58 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \dots$ (扣除分)

(3) $\triangle G_0H$ の三角荷重による H 点直下 D_0 点の O_2 ; 荷重 $\square H = 3\text{m} \times 1.8 \text{ t} \cdot \text{m}^{-3} = 5.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2}$. $\alpha = \angle B D_0 F = \tan^{-1}(4.5\text{m} \times 3.9^{-1}) = \tan^{-1} 1.154 = 0.857 \text{ radian}$. したがって $O_2 = \pi^{-1} \cdot f(\alpha) = \pi^{-1} \times 5.4 \text{ t} \cdot \text{m}^{-2} \times 0.857 \text{ radian} = 1.473 \text{ t} \cdot \text{m}^2$ 付加分

(4) 過大-扣除分+付加分の Super position による $O_2 = (\triangle A_0F$ の三角荷重によるもの - $\triangle E_0G$ の三角荷重によるもの) + $\triangle G_0H$ の三角荷重によるもの)
 $= (7.24 \text{ t} \cdot \text{m}^2 - 4.58 \text{ t} \cdot \text{m}^2) + 1.473 \text{ t} \cdot \text{m}^2 = 4.133 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \dots$ 直下 D_0 点の $O_2 \dots$ (答)

§10 築堤中央点Q直下D、点の σ_z



築堤天立端幅 10m.0

法面勾配 1:1.5 (水平)

盛土高 3m.

盛土単位体積重量 1.8 t.m^{-3}

深さ 3.9m 法尻直下 D_1 , 肩部直下 D_2 , 中央点直下 D_3 , 諸点のうち

D_3 点の σ_z を求める

Figure 71 (再)

(1) $\Delta A \wedge Q$ の三角荷重によるQ点直下の σ_z ;

荷重 $\wedge Q = 19\text{m} \times 2' \times 1.5' \times 1.8 \text{ t.m}^{-3} = 11.4 \text{ t.m}^{-2}$

$\alpha = \angle Q D_3 A = \tan^{-1} \{ (2' \times 19\text{m}) \times 3.9' \} = \tan^{-1} 2.44 = 1.181 \text{ radian}$

よって $\sigma_z = \pi^{-1} \cdot f(\alpha) = \pi^{-1} \times 11.4 \text{ t.m}^{-2} \times 1.181 \text{ radian} = 4.286 \text{ t.m}^{-2} \dots$
..... (過大分)

(2) $\Delta E \wedge S$ の三角荷重によるS点直下D、点の σ_z

荷重 $\wedge S = 2' \times 10\text{m} \times 1.5' \times 1.8 \text{ t.m}^{-3} = 6 \text{ t.m}^{-2}$

$\alpha = \angle Q D_2 K = \tan^{-1} 5\text{m} \times 3.9' = \tan^{-1} 1.282 = 0.91 \text{ radian}$

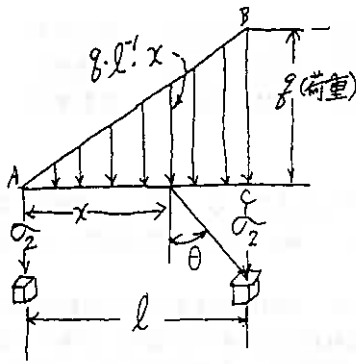
よって $\sigma_z = \pi^{-1} \cdot f(\alpha) = \pi^{-1} \cdot 6 \text{ t.m}^{-2} \times 0.91 \text{ radian} = 1.738 \text{ t.m}^{-2} \dots$ (扣除分)

築堤中央から左半分について過大分-扣除分の superposition は

$\sigma_z = \Delta A \wedge Q$ の三角荷重によるもの - $\Delta E \wedge S$ の三角荷重によるもの = $4.286 \text{ t.m}^{-2} - 1.738 \text{ t.m}^{-2} = 2.548 \text{ t.m}^{-2}$ 左半分 + 右半分 = 左半分 $\times 2$ =

$2.548 \text{ t.m}^{-2} \times 2 = 5.1 \text{ t.m}^{-2} \dots$ (答)

§11. 結言



築堤は延長が有つて法面を有し 同C
断面である。盛土の地中応力 σ は
2次元分布をするが 法面勾配の 三角
荷重 $\triangle ABC$ の A 端, C 端直下の σ を
知り得て これだけであとは 過大分
扣除の super position 方式で結果を
得られることを示して来た。

次に 荷重端から離れた無荷重地處
の σ を求めるには その地處までも荷重

が満載するものとして解析し 逆にのせた荷重分をあとで扣除すればよい
わけである。なお 1965年版: RONALD F. SCOTT; PRINCIPLE OF SOIL MECHANICS
には証明はないが 同C σ を得られる式もあるか 上図始端 A 端直下の σ を
直接得る解は見らない

1994-10-14

EPS 盛土の荷重伝達特性の解析

北海道大学大学院 学生員 ○高原利幸
北海道大学工学部 正会員 三浦均也
北海道大学工学部 学生員 喜多孝昭

1. まえがき

EPS盛土工法は軽量盛土材料としてその有用性が認められ、施工事例も増えている。しかし、EPS盛土は自由度の高いブロックが集合したもので、連続体で近似することは難しく、盛土下の地盤や構造物への荷重の分散特性が十分に把握できていない。

著者らはこれまで、EPS盛土の挙動を模型盛土の実験を行っており、有限要素法を含めた実験結果と解析結果との比較から個別要素法による解析がEPSブロック集合体の挙動解析に定性的・定量的に最適であることを確かめている¹⁾。また、種々の盛土についての実験的および解析的検討から、EPS盛土においてブロックが形成する内部構造が荷重伝達特性および変形特性に無視し得ない影響を及ぼすことが分かっている。さらに、基礎地盤の盛土と切土の境界やボックスカルバートと周辺の土との境界において不同沈下が発生する場合にはEPS盛土に変形が生じて内部構造が変化し、これに伴って盛土の荷重伝達特性が大きく変化することも分かっている。

本研究では、寸法比の異なる5種類のブロックを使用して種々のタイプのモデルを用意し、EPS盛土が不同沈下した場合なども考慮して荷重伝達特性を解析的に考察した。さらに、EPS盛土における実用的な応力伝播式の誘導を試みている。

2. 解析手法 — 個別要素法 —

連続体を扱う有限要素法とは異なり、個別要素法は個々に独立した要素の自由度を考慮することができる手法である。ここでは、個々のEPSブロックを独立した要素として捉え、この相互作用をシミュレートすることが可能である。今回用いた要素形状は長方形で、2次元問題としてモデル化している。解析方法は、最も一般的な動的陽解法、動的陰解法、静的解法が考えられるが、本研究では衝撃荷重などの動的な要素を含んでいないので静的解法によって計算している。

個別要素法では要素を剛体とみなし、変形を接点におけるバネで表現することになるが、弾性体と仮定したとしてもバネ定数は辺と頂点の接触角度や接触量によって大きく変化し、そのメカニズムは球状要素の場合と同様に本質的には非線形である。しかし、非線形性を考慮することは解析を極端に複雑にするため、本研究では最も頻度の高い接触条件を考え、これに合わせて法線方向のバネ定数 k_n を決定した。バネ定数 k_n の決定方法は、図1に示すとおりであり、剛体壁に上下から挟まれた弾性体ブロックが示す圧縮性と等価な圧縮性を個別要素が発揮するように決定した。また、接線方向のバネ定数 k_t は予備解析において収束性の良かった k_n の1/10としている。

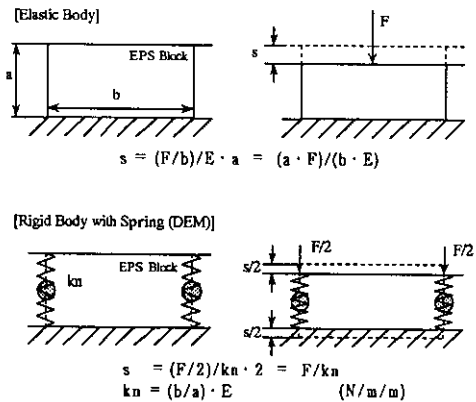
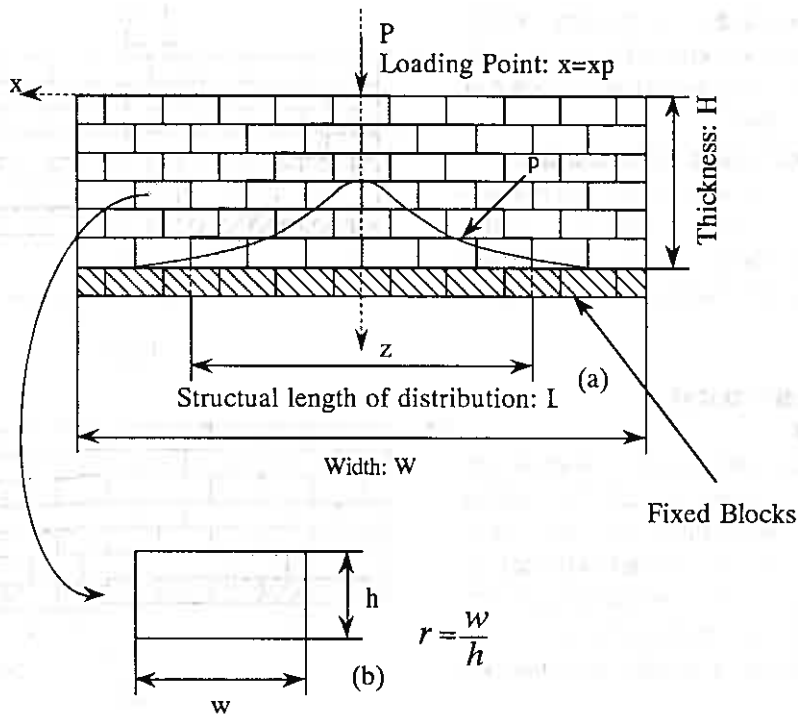


Fig.1

Table 1

	EPS
Unit Weight : γ (kgf/m ³)	20.0
Young's Modulus : E (kgf/cm ²)	80.0
Stiffness of Spring : $k_n = (b/a)E$ $k_t = k_n/10$	
Coefficient of Friction : μ	0.64

An Analysis of the Load Transmission Characteristics in EPS Embankment; Toshiyuki TAKAHARA (Grad. Student, Hokkaido Univ.), Kinya MIURA (Fac. of Engin., Hokkaido Univ.) Takaaki KITA (Under Grad. Student, Hokkaido Univ.)



Figs.2(a),(b)

3. EPS盛土モデル

解析には盛土を構成する主要なEPSブロック断面の寸法比の異なる5種類のEPSを対象としている。図2(a,b)において今回用いるEPS盛土モデルを定義していて、図2(b)に示すようにEPSブロックの断面の寸法比 r を(幅/高さ)としている。図2(a)には $r=2.0$ の例を模式的に示しているが、 $r=1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0$ の5ケースを用意している。すべてのモデルにおいてブロックの高さ h は 0.5m とした。EPSブロックの力学的性質は表1に示すとおりで、ブロック間の摩擦係数などは参考文献2)から決定した。

本報告を通して、モデルは2次元領域で考えている。最下段の太線で示したブロックは固定ブロックであり、その上の自由ブロックが対象とするEPS盛土である。盛土の横幅は荷重の伝達範囲をカバーできるように $W=10\text{m}$ とし、 $r=4.0$ のケースだけ $W=20\text{m}$ である。盛土の厚さを H とし、必要に応じて $H=1.0\text{m}$ (2段)、 2.0m (4段)、 3.0m (6段)としている。施工時には緊結金具が用いられるが、ここではその効果は解析に取り入れていない。

3.1. 基礎地盤が水平な場合

死荷重に相当する 1.0tf/m^2 の等分布荷重を与えてこれを盛土の初期条件としている。活荷重に相当する集中荷重(2次元領域では線荷重)は、 $X_p=0.0\text{m}$ の位置に $P=1.0\text{tf/m}$ を載荷することを基準としている。このとき固定ブロックに作用する鉛直応力 p を基礎地盤に伝播した応力としている。

これまでに行ってきた研究¹⁾において、EPS盛土内のブロックが形成する内部構造が荷重伝達特性および変形特性に強い影響を及ぼすことが分かっている。ここでは、構造を分離するように直線的にブロックのつな

ぎ目を配置し、その影響についても改めて考察している。最上段の中央の載荷位置からブロック幅 w の1倍および1.5倍の位置に構造的分離を挿入している(図3参照)。

3.2. 基礎地盤が不同沈下を生じる場合

不同沈下を起こした場合の荷重伝達特性を調べるために、図4に示すように、固定ブロックの中央より右側の部分に強制沈下を与え、これによって等分布荷重による応力の分散特性について調べている。

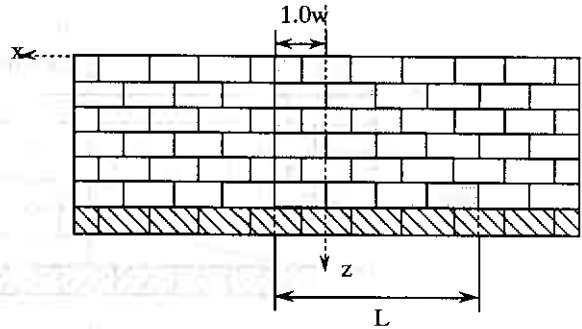


Fig.3

4. 有限弾性地盤の数式解

4.1. 解の誘導

EPS盛土を連続した弾性体と考え、荷重伝達特性を考えることが良く行われる。ここでは、基礎地盤の剛性がEPS盛土の剛性よりも十分に大きい場合を想定し、これについての線形弾性理論による解を誘導する。ここでは、所定の深さに水平に剛体を配置しこれを固定境界としている。ちなみに、固定境界を取り払い無限地盤とするとBoussinesqの解に一致する。

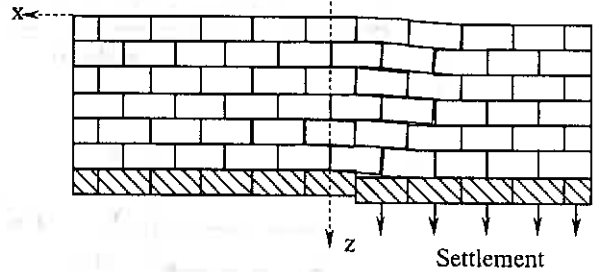


Fig.4

線形弾性論に従うと、平面ひずみ条件における応力・ひずみ関係は、

$$\sigma_z = -(B_s + G_s) \frac{\partial u_z}{\partial z} - (B_s - G_s) \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \sigma_x = -(B_s + G_s) \frac{\partial u_x}{\partial x} - (B_s - G_s) \frac{\partial u_z}{\partial z}, \quad \tau_{zx} = -G_s \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \right) \dots (4.1)$$

ここで、 B_s :土の体積圧縮係数、 G_s :せん断剛性係数である。平衡条件式(運動方程式)は以下のものである。

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \dots (4.2)$$

この連立偏微分方程式が線形であることと、地表面での応力がDilacのデルタ関数の級数展開で与えられることから、境界条件は次のようになる。

$$u_x = u_z = 0 \quad (z = H), \quad \sigma_z = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty P e^{-i\lambda z} d\lambda \quad (z = 0), \quad \tau_{zx} = 0 \quad (z = 0) \dots (4.3)$$

地表面での境界条件を次のようにすると、

$$\sigma_z = e^{-i\lambda z} \quad (z = 0) \dots (4.4)$$

解としては以下のように変位の関数形が決定できる。

$$u_z = U_z e^{-i\lambda z}, \quad u_x = U_x e^{-i\lambda z} \dots (4.5)$$

求めた解を数値積分することによって境界層を有する地盤の弾性解を得ることができる。式(4.2)に式(4.5)を代入して特性方程式を微分演算子Dを用いて解くと、 $D = \pm \lambda$ (重根)が得られるので、

$$U_z = a_1 e^{\lambda z} + a_2 e^{-\lambda z} + a_3 \lambda z e^{\lambda z} + a_4 \lambda z e^{-\lambda z}, \quad U_x = b_1 e^{\lambda z} + b_2 e^{-\lambda z} + b_3 \lambda z e^{\lambda z} + b_4 \lambda z e^{-\lambda z} \dots (4.6)$$

という一般形になる。

式(4.5)と式(4.6)を式(4.2)から得られる特性方程式に代入し、 z についての恒等式として解くと以下の関係が得ら

れ、 $a_1 \sim a_6$ の6つが未知数となる。

$$b_1 = -ia_1 - i \frac{B_s + 2G_s}{B_s} a_3, b_2 = ia_2 - i \frac{B_s + 2G_s}{B_s} a_4, b_3 = -ia_3, b_4 = ia_4 \quad \dots \dots \dots (4.7)$$

境界条件と式(4.1)より、 $a_1 \sim a_6$ を求める。これを用いて応力とせん断力を求めると、

$$\sigma_z = \frac{2G_s \lambda}{B_s} e^{-\lambda(iu+z)} E, \sigma_x = \frac{2G_s \lambda}{B_s} e^{-\lambda(iu+z)} F, \tau_{xz} = \frac{2G_s \lambda}{B_s} i e^{-\lambda(iu+z)} G \quad \dots \dots \dots (4.8)$$

ここで、

$$\begin{aligned} E &= -a_1 B_s e^{2\lambda z} - a_2 B_s - a_3 (G_s + B_s \lambda z) e^{2\lambda z} - a_4 (G_s - B_s \lambda z) \\ F &= a_1 B_s e^{2\lambda z} - a_2 B_s + a_3 (2B_s + G_s + B_s \lambda z) e^{2\lambda z} + a_4 (2B_s + G_s - B_s \lambda z) \\ G &= a_1 B_s e^{2\lambda z} + a_2 B_s + a_3 (B_s + G_s + B_s \lambda z) e^{2\lambda z} - a_4 (B_s + G_s - B_s \lambda z) \end{aligned} \quad \dots \dots \dots (4.9)$$

こうして求めた、各関数を

$$\frac{1}{\pi} \int_0^\infty P F(x, z) d\lambda \quad \dots \dots \dots (4.10)$$

と積分すると応力が計算できるが、一般解が得られないので数値積分をして求めた。このときの積分範囲は数値的な影響のほとんどなくなる、 $0 \sim 10\pi$ までとした。

4.2. 弾性解における有限境界の影響

図5には $x_p=0.0m$ の位置に $P=1.0t/m$ の集中荷重を載荷したときの応力伝播の様子を弾性解によって求めて示している。盛土厚 $H=1.0, 2.0, 3.0m$ のケースについて基礎地盤が十分に広い場合($H=\infty$: Boussinesq解)と比較して示している。比較すると、基礎があることによって、2割から3割程度も中央での最大鉛直応力 p_{max} が増大しており、応力は載荷点の下方に集中していることが分かる。

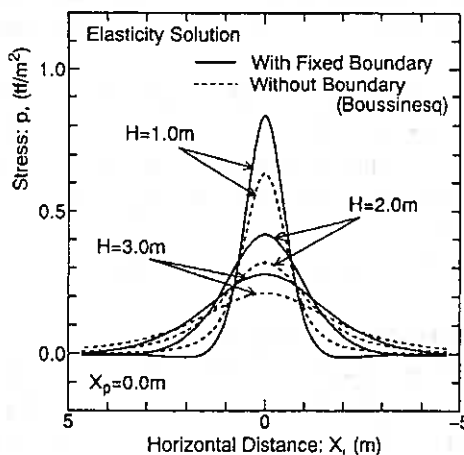


Fig.5

5. 個別要素法による計算結果における荷重応力の線形性(重ね合せ)について

盛土を線形弾性理論によってモデル化した弾性解においては、載荷重と伝播応力の間には線形関係が保証され、荷重を積分することが許される。一方、個別要素法では、要素個々の力学特性を線形弾性によってモデル化しているので、弾性解と同様に、載荷重と伝播応力の間には線形関係が期待できそうである。しかし、この載荷重によってブロック相互間の接触状態など内部構造が大きく変化しないことが前提となる。

次以降の計算・解析では集中荷重を $P=1.0t/m$ としているが、線形性を確認し、その影響を調べるために $P=1.0, 10.0t/m$ について個別要素法による計算を行った。条件は $r=2.0, H=2.0, 3.0m$ で、 $P=1.0t/m$ で得られた伝播応力を10倍して図6にプロットしている。図より両者には良い一致が見られることが分かる。さらに、図7に示すように $X_p=0.5 \sim 3.5m$ の位置に等分布荷重を載荷した場合(Uniform Load)と、その等分布荷重をブロックごとにかかる集中荷重($X_p=1.0, 2.0, 3.0m$)に分解して載荷した結果を単純に足し合わせた場合(図8)を比較している。その結果が図9に示されており、両者で得られた伝播応力の分布は、左端では若干異なるものの、全体とし

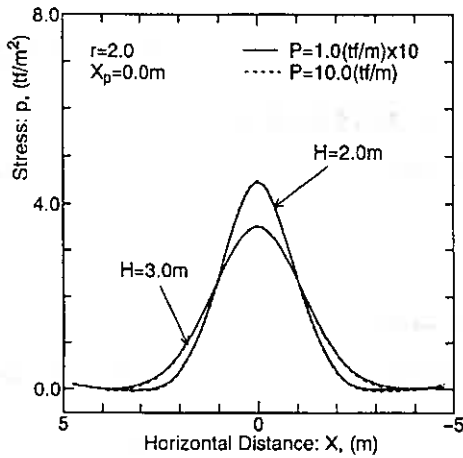


Fig.6

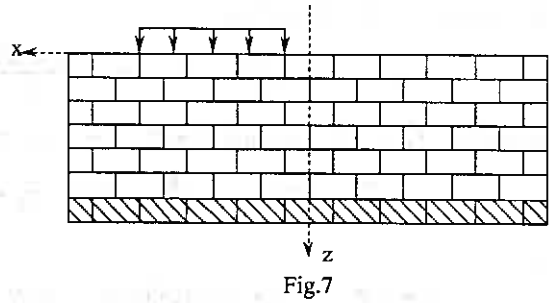


Fig.7

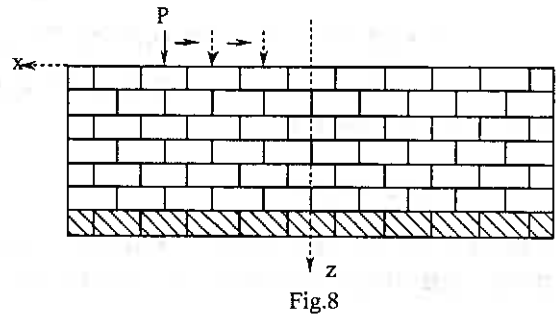


Fig.8

ては良い一致が見られる。これは、左端では盛土の拘束が無いために、ブロックの変位量が比較的大きく構造変化が生じているためであろう。

E P S 盛土の場合は内部構造の変化すると、力学的性質は比線形的になると考えられるが、ここで示したように大きな内部構造変化を伴わない条件では、荷重と伝播応力の線形関係は実用上問題の無い範囲で満たされていることが分かった。したがって、以下で誘導する応力伝播の推定式は重ね合せによって適用できると考えてよい。

6. 水平基礎地盤上のE P S 盛土

基礎が水平な場合には、等分布荷重 q により伝達される鉛直応力 p は、理論上 q に盛土の自重を加えた $p = q + H \gamma E$ となる。図示していないが、このことは個別要素法による計算でも同じ結果が得られる。以下では、集中荷重 P が作用した場合について説明する。

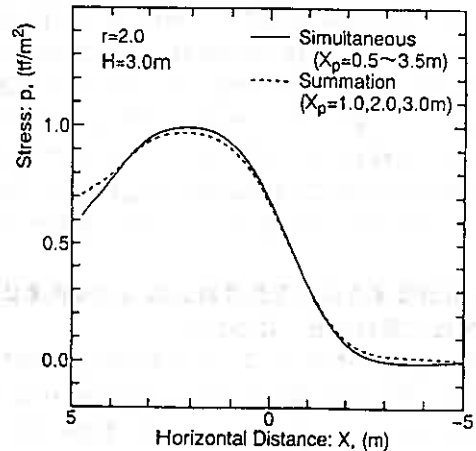


Fig.9

6.1. 伝播応力の分散特性 — 弾性解との比較 —

図10には、盛土厚 $H=3.0\text{m}$ のケースについて弾性解との比較を、種々のEPSブロック寸法比 r に対して示している。図では鉛直応力分布をスプライン補間により滑らかな曲線で近似している。伝播応力の集中傾向はブロック寸法比 r によって大きな影響を受け、 r が小さいほど応力の集中の程度は大きくなっている。 $r < 2$ では弾性解よりも顕著な応力集中が見られる。

次に盛土の厚さの影響を明らかにするために、 $H=1.0, 2.0, 3.0\text{m}$ の高さの盛土に載荷したときの最大応力 p_{\max} を図11において比較をして見る。図示のように、 H が増加しても p_{\max} は $r=3.0, 4.0$ の場合を除いて弾性解より

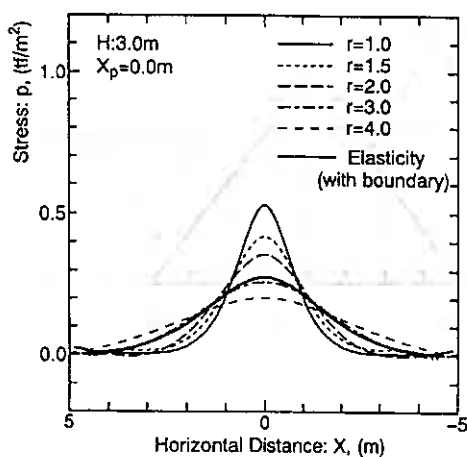


Fig.10

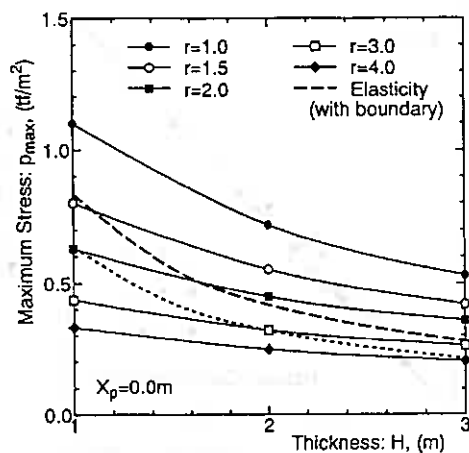


Fig.11

も大きく、弾性解以上の応力の分散は期待できない。実際に施工されるEPSブロックの寸法は、 $0.5 \times 1.0 \times 2.0$ mの直方体で、断面寸法比 r は2.0または4.0となる。断面寸法比 r が4の方向では弾性解よりも分散することが期待できるが、断面寸法比が2の方向では弾性解よりも応力が集中すると考えるべきである（図11参照）。

次に、盛土が鉛直に分離面を有するケースについての計算結果を図12に示す。図は寸法比 $r=1.0$, $H=3.0$ mについて、載荷位置 ($X_p=0.0$ m) からブロック幅の1倍から1.5倍左に離れた位置につき目を配置しているケースを分離が無いケースと比較して示している。それ以外の寸法比についても傾向は同じであった。スプライン補間して示しているので1.0m付近でいびつな形になっているが、実際には構造の分断せんよりも左側にはほとんど応力が伝達されず、その分最大応力 p_{max} は増加している。一方、分離よりも反対の右側への影響は図示のように見られていない。

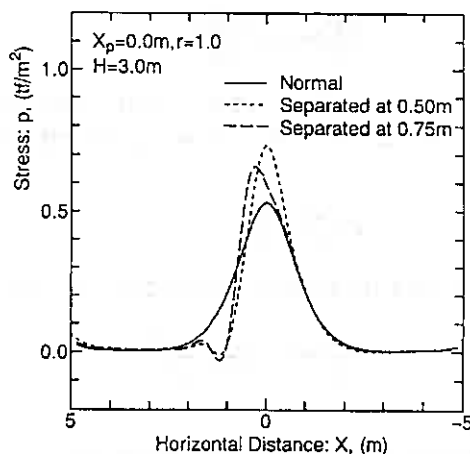


Fig.12

6.2. 応力伝播推定式の誘導

これまでに示した集中荷重による伝播応力のブロック寸法比 r への依存性を考慮すると、分散傾向は r の関数であると考えることが出来る。このまた、盛土の厚さ H によっても分散傾向が異なることから、応力の伝播特性は盛土厚さ H にも依存していることが分かる。

推定式を誘導する過程において、まず、最大伝播応力 p_{max} を $r = w/h$ と H/h の関数として定義する。そこで、種々の r に対して $H=1.0, 2.0, 3.0$ mの場合の最大荷重 p_{max} を集中荷重 P について、最小自乗法により最適化すると次式が得られた。

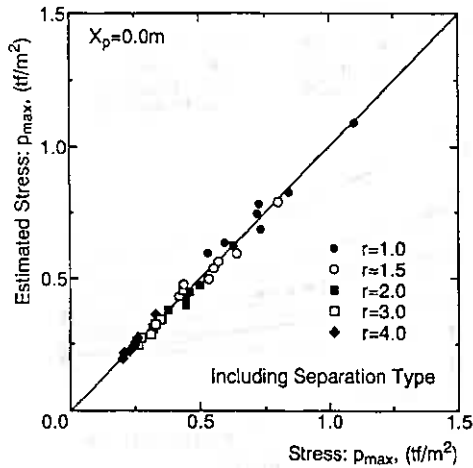


Fig.13

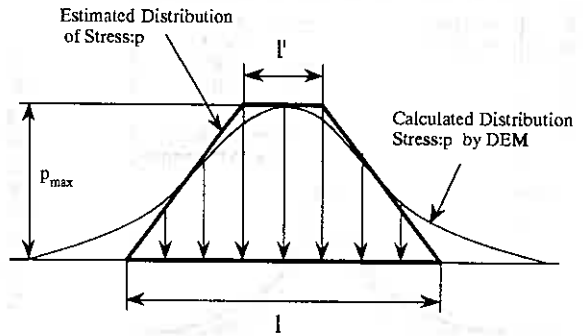


Fig.14

$$\frac{w p_{\max}}{P} = a r^b \left(\frac{H}{h} \right)^c \quad \dots \dots \dots (6.1)$$

ここで、 $a=0.8, b=0.20, c=-0.55$ である。なお、このときの相関係数は0.992であった。この式は分離の無い水平基礎地盤に対するものであり、 r は図2に示した構造から判断できる構造的分散長 l と次式のような関係があるから、

$$r = \frac{w}{h} = \frac{L}{H} \quad \dots \dots \dots (6.2)$$

式(6.1)の r を L/H に置き換えることができ、また、 H/h は L/w に置き換えることができるので、

$$\frac{w p_{\max}}{P} = a \left(\frac{L}{H} \right)^b \left(\frac{L}{w} \right)^c \quad \dots \dots \dots (6.3)$$

とした。

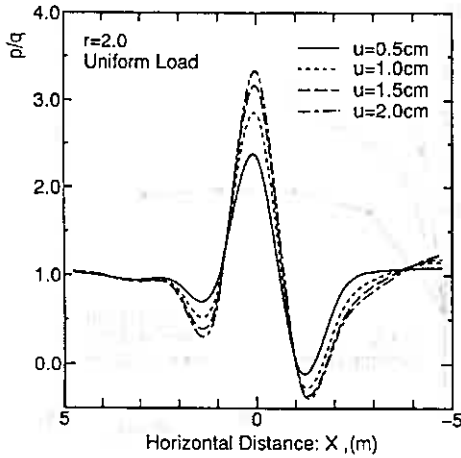
図2に示すように構造的分散長 l を決定することによって、構造的分散の影響を考慮できる。したがって、図13には p_{\max} についての個別要素法による計算結果と式(6.3)による推定結果を構造分離を含めて比較して示している。予測式の結果は実用的には満足のいく精度を有していることが分かる。

さらに、実際の分布範囲を推定するため、個別要素法による計算結果から分布長 l を読み取り、以下の式によって最小自乗フィットを行った。

$$\frac{l}{w} = a \left(\frac{L}{H} \right)^b \left(\frac{L}{w} \right)^c \quad \dots \dots \dots (6.4)$$

その結果、 $a=0.66, b=-0.20, c=0.50$ となり、このときの相関係数は0.997であった。

分布荷重の面積が載荷した集中荷重 p に等しいという条件を満たすように台形分布の上底に相当する部分 l' を次式によって計算する。



Figs.16

$$l' = 2 \frac{P}{P_{max}} - l \quad \dots \dots \dots (6.5)$$

この台形分布の l や l' と個別要素法の解析から得られた分布との関係は概念的に図14に示すようである。

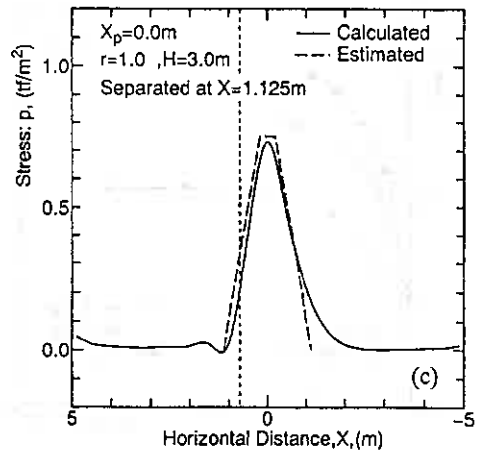
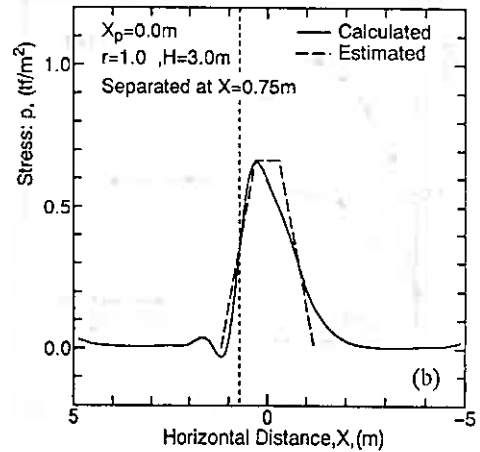
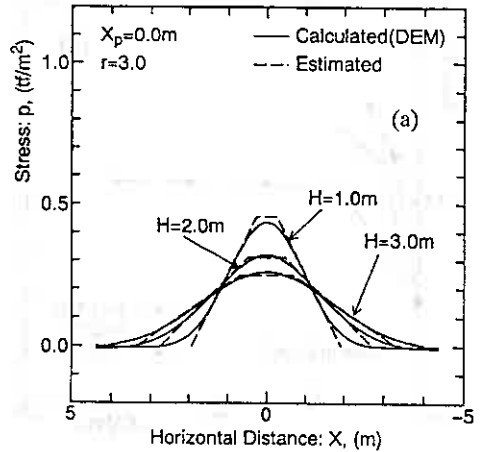
図15a-c)に予測式による台形分布と、計算結果の比較を示す。図15(a)には、 $r=3.0$ 、 $H=1.0$ 、 2.0 、 4.0 mのケースが示されており、分布幅および最大伝播応力に関して良く合っている。図15b)に示した $r=1.0$ 、 $H=3.0$ mで、 $x=0.75$ mのところにも構造分離を有するケース（図中の点線は構造分断線の位置を示す）においても、台形分布を仮定した予測は十分に対応できるといえる。この他の構造分断タイプの結果は、図15(c)に示すようであり、応力の集中を予測式は良く表現できる。

7. 不同沈下基礎地盤上のEPS盛土

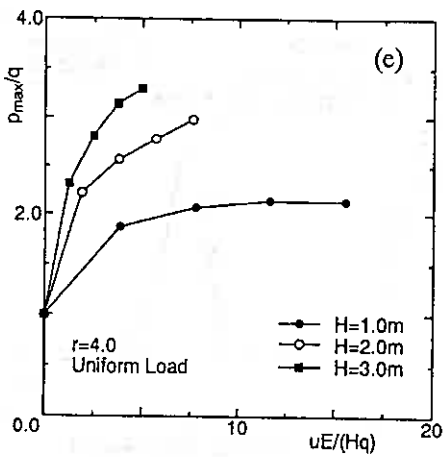
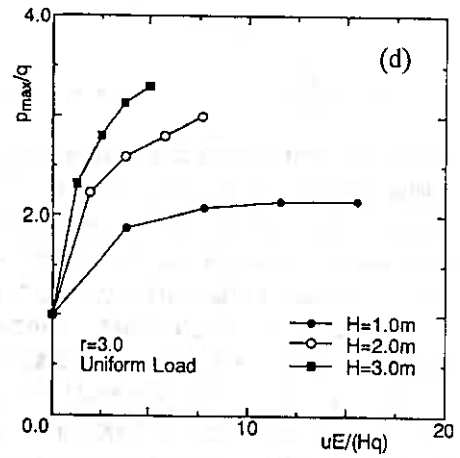
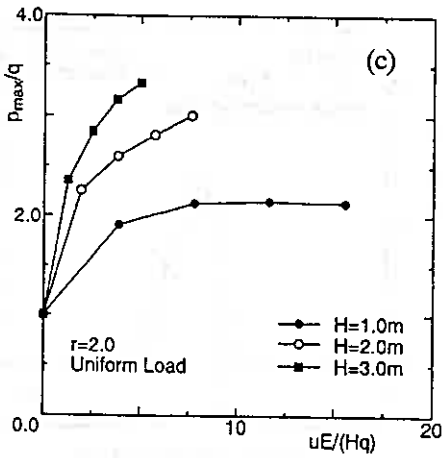
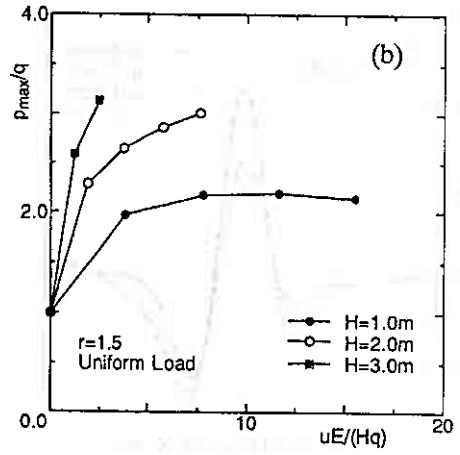
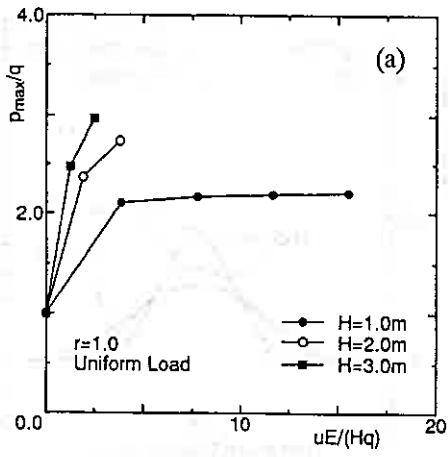
基礎地盤の不同沈下またはボックスカルバート周辺の土の収縮によってEPS盛土は内部構造的に変化が生じ、応力伝播特性が変化すると考えられる。ここではその影響を等分布荷重の伝播特性によって明らかにする。ここでは、基礎地盤が中央($x=0.0$ m)よりも右側にある固定ブロックが相対的に沈下したケースを考える。右半分の固定ブロックに最大 $u=2$ cmの沈下量を強制的に与えて、それによる伝播応力の分布の様子を調べている。

7.1. 伝播応力の分布特性

図16には $r=2.0$ 、 $H=3.0$ mで不同沈下量 $u=0.5$ 、 1.0 、 1.5 、 2.0 cmのケースの伝播応力の分散特性を伝播応力を等分布



Figs.15(a-c)



Figs.17(a-e)

荷重 q で正規化した値と水平距離 X の関係として示している。図示のように、分散特性は u とともに変化し、基礎地盤の沈下により相対的に上昇した角の EPS ブロックへの顕著な伝播応力集中が見られる。一方この周辺では応力が著しく低下している。この時の最大荷重 p_{max} に注目し、 p_{max} の等分布荷重 q に対する比率を正規化した沈下量 (uE/hq) に対して示している。横軸のパラメータは、1 個の EPS ブロックが等分布荷重 q によって受けている変位量 hq/E と不同沈下量 u との比率を示している。

図示のように、不同沈下に伴う最大応力の増加は非線形的で、 $H=1.0m$ のケースでは (uE/hq) が 8 を越えるとはほぼ一定値になっている。この値は図に示すようにブロック寸法比 r に依存する傾向は小さく、共通して $p_{max}=2.1q$ 程度とすることが出来る。不同沈下が生じていない水平な基礎地盤のケースでは集中荷重の分散傾向が寸法比 r の影響を受けたのに対し、不同沈下を生じた基礎地盤上では等分布荷重の分散傾向は r の影響を受けないことは興味深い。一方、 $H=2.0, 3.0m$ のケースでは計算が終了している範囲の沈下量ではまだ最大荷重 p_{max} は一定値に達しておらず、更に大きな沈下量に対しては等分布荷重の 4 倍程度の伝播応力の集中が予想される。

8. あとがき

これまでの研究によって、EPS 盛土への適用の有効性が確認されている、個別要素法によって種々の条件における盛土内の応力伝播特性を計算した。これによって、基礎地盤が水平で盛土内には初期の構造が保持されている状態での集中荷重の分散特性、および、不同沈下によって EPS 盛土内の構造にひずみが導入された際の等分布荷重の分散特性を明らかにした。その要点をまとめると以下のようである。

- ・集中荷重の分散特性は EPS ブロックの寸法比 r と盛土の厚さ H (構造的荷重長 L) の影響を強く受けることが明らかとなった。また、寸法比 r が小さい場合には、伝播応力は盛土を弾性体と見なした場合よりも分散しないことも分かった。応力の分布は台形によって比較的精度良く近似でき、分布形状を予測する式を誘導した。
- ・構造に分離がある場合、応力は無視できる程度しか構造的分離を越えては伝播せず、したがって、応力はより集中する傾向にある。構造的分離によるこのような影響を提案した予測式は考慮できることがわかった。
- ・不同沈下により等分布荷重の伝播特性は大きな影響を受け、基礎地盤の相対的上昇部分の角には応力の顕著な集中が見られた。伝播応力の集中の程度は EPS ブロックの寸法比の影響はほとんど受けないが、盛土厚 H の影響を強く受けるようである。 $H=1.0m$ では、集中した最大応力は等分布荷重の 2 倍を少し越える程度であるが、 $H=2.0, 3.0m$ では 4 倍以上になる可能性が高い。

なお、本研究では、実際に施工で用いられる緊結金具の効果は考慮していないが、不同沈下が起きた場合には、緊結金具によってブロックの一体性が強まり伝播応力の集中の程度は更に強くなると考えられる。

9. 参考文献

- (1)高原、三浦、都築、井上、松田(1994); 内部構造の異なる EPS 模型盛土の荷重伝達特性、第29回土質工学研究発表会、pp.2395-2398
- (2)発泡スチロール土工法開発機構(1990); 発泡スチロール土工法技術資料・材料マニュアル
- (3)三浦、太田、吉田(1994); 重複反射法による層状海底地盤の挙動解析、第39回土質工学シンポジウム-海底地盤と海洋施工技术-
- (4)高原、三浦、松田、辻野(1993); EPS模型地盤の荷重伝達特性の実験と解析、第28回土質工学研究発表会、pp.2675-2678
- (5)高原、三浦、松田(1993); EPS模型地盤の変形特性の実験と解析、第28回土質工学研究発表会、pp.2679-2682
- (6)高原、三浦、松田(1993); ひずみを受けたEPSブロック集合体の荷重伝達特性の実験と解析、土木学会第48回年次学術講演会、pp.672-673
- (7)松田、能登、西川、三浦(1992); EPSを用いた道路横断構造物の土圧軽減に関する模型実験、第27回土質工学研究発表会、pp.2503-2506
- (8)三浦(1991); 粒状体の個別要素法における解析条件について、第26回土質工学研究発表会、pp.513-516

いくつかの不規則波入力による斜面破壊の模型実験について

苫小牧高専○正員 澤田知之
 日本大学 正員 能町純雄
 苫小牧高専 正員 池浦 勲

1. まえがき

我が国は地震多発国の1つであり、近年地震多発地帯において、しばしば土塊及びすべり破壊における大きな災害が起きている。北海道においても、マグニチュード6以上、300から400gal規模の75年期待値が道東に集約されるなど震災の起きる条件が揃っており地震時の斜面安定評価は重要な問題と考えられ、種々検討されている。本研究は、斜面を構造解析媒体として、斜面の安定解析を行うものであり、モール・クーロンの破壊規準に頼り、斜面が対数螺旋状に破壊するという条件からつり合い式を立てる極限解析法を用い、斜面を形造る幾何学的パラメーターを非線形最適化手法によってすべり破壊エネルギーの最小となる斜面の限界地震加速度を求めて安定評価を行なっている¹⁾。また、地震時における斜面の急激な動きは、斜面内に大きな水平方向の慣性力を引き起こし斜面の安定性は著しく低減すると考えられる。地震が作用している間中、この慣性力はその方向と大きさが何度も変化する為に、斜面の安定性が損なわれるのであり、斜面の耐えうる限界地震加速度を越える時その安全率を1以下にする。これが地震によるすべり変位の原因となり、地震が始まってから終わるまで不連続に作用し続けることとなる。地震荷重による斜面構造のこのような動的変位はニューマークの方法によって累積変位として計算される²⁾³⁾。本報告は、モデル斜面を振動台上に作製し、この斜面の限界地震加速度係数 K_c を入力波が越える時に生ずる移動変位を斜面高さや斜面角の変化に注目して図-1に示す概要で模型実験を行ない理論値とのいくつかの比較検討を行なったものである。

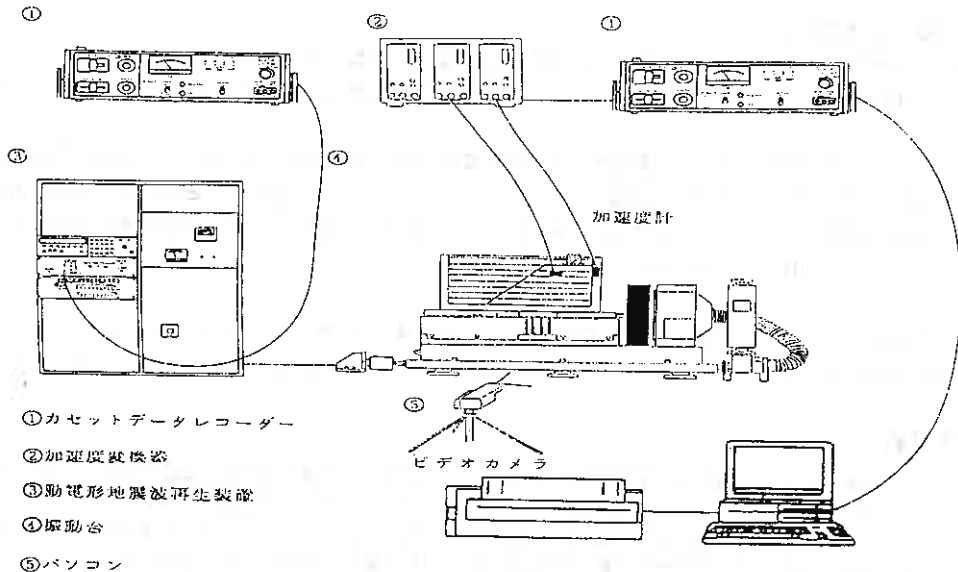


図-1 実験概要

On Some Settlements of Model-Slope-Failure Inputed Random Waves by Shaking Table; Tomoyuki SAWADA (Tomakomai National College of Technology), Sumio G. NOMACHI (Nihon University) and Isao IKEURA (Tomakomai National College of Technology)

2. 実験概要

実験の試料は2.5mmふるいを通するシルト混じりの赤土を本校グランドより120kg程度採取し、表面乾燥状態で室内保存したものをモデル斜面の試料として使用した。

まずこの試料の性状を知るために予備実験として一面せん断試験を行った。結果より試料の内部摩擦角 $\phi = 37.8^\circ$ 、粘着力 $c = 0.22 \text{ kg/cm}^2$ 、比重試験で密度 $\rho_s = 2.69 \text{ g/cm}^3$ を求め、更に実験時と同様の条件下でモデル斜面を作製しその質量を計り、体積との兼ね合いから単位体積重量 $\gamma = 1.26 \text{ g/cm}^3$ を求めた。

このモデル斜面の製作においては $400 \times 800 \times 400 \text{ mm}$ の亚克力箱に試料の赤土を入れ、一層ごとに供試体を押し込み円盤で一定回数突き固め、更に崩壊時の形式や斜面のずれを明瞭にするため各層毎に亚克力前面のみ5cm間隔で水平にラインを石灰で引き斜面を構成した(図-3)。使用する石灰は亚克力付近に最小限に抑え、実験後は必ず取り除くようにし試料の性質が変化することのないように努めた。

実験装置としてはカセットデータレコーダー(TEAC.CR-60)(TEAC.CR-61)、加速度変換器(VM-4112/3)、加速度ピックアップ、動電型地震波再生装置(IMV.CMW-1000-5)、解析用PC9801RXとカノーブス社によるソフトを用いてFFT解析を行った。

実験の際の斜面の崩壊の様子は、約1.5m程供試体から離れた位置に設置したビデオカメラによってこれら一連のモデル実験の撮影を行った(図-1)。

撮影したビデオからは静止画像処理室の静止画像処理機を用い再生画面を1/30秒刻みのコマ送り状態にし斜面破壊の部分をピックアップし各コマ毎に写真撮影を行った。また、この間の経過時間と実際の縮尺を考慮した石灰ラインのすべり移動量からすべり速度が求まり、静止画像からの崩壊の形式をまとめた。

このような一連の操作を余裕幅(B)を10cm、15cm、斜面高(h)を25cmから35cmまで2.5cm刻みで5種類と斜面角(β)を 45° 、 50° 、 60° と変化させて模型実験を行い、それぞれの応答波を得ることを目的として模型実験を行った。

3. 理論式

理論としては、図-2の解析モデルにより、すべり土塊のすべり仕事率とすべり線に沿って得られるすべり抵抗である内部逸散エネルギーが等しいと置くことによって求められるつり合い式を θ_0 、 θ_n の2変数からなる目的関数を非線形最適化手法によって斜面の耐え得る限界地震加速度係数(K_c)が(1)式の如く求められ、これを越える地震の入力加速度によって生じるすべり角度(θ)はニューマークの力積変位理論により(2)式のように求められる。これに(3)式で示すすべり中心Oからのアームを乗じることによりすべり変位を計算する。尚、(1)式中の $F_1 \sim F_6$ 、 f_p 、 f_q は θ_0 、 θ_n の関数で(4)式群のように示される。また、 W_3 は対数螺旋破壊のすべり土塊の重量⁴⁾、 F_c はすべり線に沿った粘着抵抗である内部逸散エネルギー¹⁾を示し、やはり θ_0 、 θ_n で示される。

$$K_c = \frac{cF_c - \gamma r_0 (F_1 - F_2 - F_3) - PF_p}{\gamma r_0 (F_4 - F_5 - F_6) + xPF_q} \quad (1)$$

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \dot{\theta}(t_{i+1} - t_i) + \frac{(\ddot{\theta}_i + \ddot{\theta}_{i+1})(t_{i+1} - t_i)^2}{6} \quad (2)$$

$$l = \frac{\sqrt{[\gamma r_0^3 (F_1 - F_2 - F_3)]^2 + [\gamma r_0^3 (F_4 - F_5 - F_6)]^2}}{W_3} \quad (3)$$

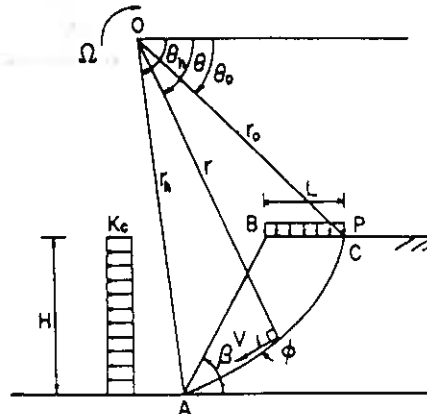


図-2 解析モデル

ここで

$$\begin{aligned}
 F_1 &= \frac{1}{3(1+9\tan^2\phi)} \{ \exp[3(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] (3\tan\phi \cos\theta_h + \sin\theta_h) \\
 &\quad - 3\tan\phi \cos\theta_0 - \sin\theta_0 \} \\
 F_2 &= \frac{1}{6} \frac{L}{\gamma_0} 2 \cos\theta_0 \cdot \sin\theta_0 \\
 F_3 &= \frac{1}{6} \exp[\theta_h - \theta_0)\tan\phi] \left\{ \sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{\gamma_0} \sin\theta_h \right\} \cdot \{ \cos\theta_0 + \cos\theta_h \exp[(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] \} \\
 F_4 &= \frac{1}{3(1+9\tan^2\phi)} \{ 3\tan\phi \sin\theta_h - \cos\theta_h \} \exp[3(\theta_h - \theta_0)\tan\phi] \\
 &\quad - 3\tan\phi \sin\theta_0 + \cos\theta_0 \} \\
 F_5 &= \frac{1}{6} 2 \frac{L}{\gamma_0} \sin^2\theta_0 & F_p &= \frac{L}{\gamma_0} \cos\theta_0 & F_q &= \frac{L}{\gamma_0} \sin\theta_0 \\
 F_6 &= \frac{1}{6} \exp[\theta_h - \theta_0)\tan\phi] \left\{ \sin(\theta_h - \theta_0) - \frac{L}{\gamma_0} \sin\theta_h \right\} \{ \exp(\theta_h - \theta_0)(\tan\phi \sin\theta_h + \sin\theta_0) \}
 \end{aligned} \tag{4}$$

4. 実験結果と理論計算結果

以下の図-4~10に斜面への入力波形とその応答波形および表1~14に斜面高さ(H)と斜面角(β)を各々変化させた場合の模型実験結果と理論計算結果を示す。

尚、実験・計算緒元は内部摩擦角(θ)は37.8°、余裕幅(B)は10cm、粘着力(c)は0.22kg/cm²、土の密度(ρ_s)は2.69g/cm³、単位体積重量(γ)は1.26g/cm³で載荷重(P)は12kgである。

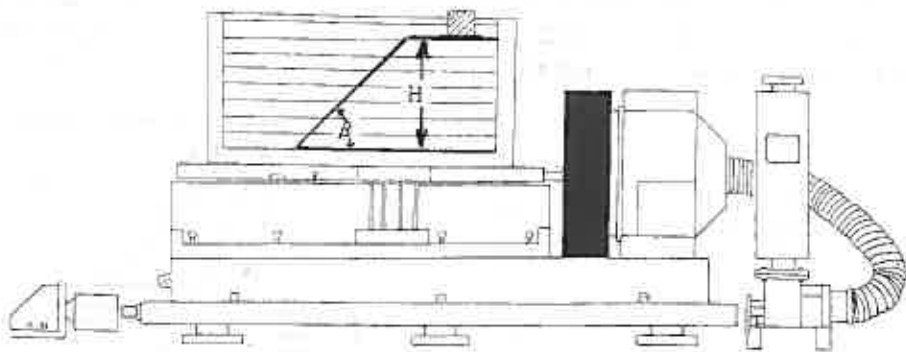


図-3 モデル斜面

圖-4 入力・応答波形

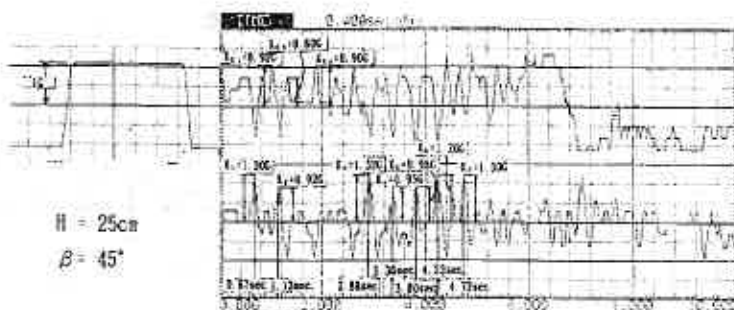


表-1 実験結果

層号	時刻経過 (sec)	変位 (mm)			平均加速度 (m/s ²)				
		Line 1	Line 2	Line 3	平均値	Line 1	Line 2	Line 3	平均値
1	観測開始	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.87sec	0.330	29.2	14.2	15.2	17.9	33.9	11.9	27.9
3	1.13sec	0.630	33.0	18.9	18.4	21.9	31.9	9.4	21.9
4	2.50sec	-	45.0	32.5	22.5	33.0	64.5	14.5	33.0
5	2.88sec	0.930	45.0	28.5	22.5	31.0	60.0	22.0	31.0
6	3.26sec	0.930	32.0	31.0	27.0	42.7	32.0	12.0	42.0
7	3.64sec	0.730	13.0	33.0	37.0	42.0	44.0	11.0	33.0
8	4.22sec	0.530	13.0	42.0	45.0	33.0	39.0	14.0	33.0
9	4.79sec	0.330	7.0	68.0	48.0	33.0	2.0	8.0	3.0

累積変位 60.0mm

表-2 理論値

層号	時刻経過	V ₁	加速度	変位 (cm)
1	観測開始	-	-	-
2	0.87sec	0.330	1.330	0.040
3	1.13sec	0.630	0.930	0.100
4	2.50sec	-	-	-
5	2.88sec	0.930	1.220	0.020
6	3.26sec	0.930	0.930	0.160
7	3.64sec	0.930	0.930	0.180
8	4.22sec	0.530	1.200	1.420
9	4.79sec	0.330	1.000	0.940

累積変位 52.02mm

圖-5 入力・応答波形

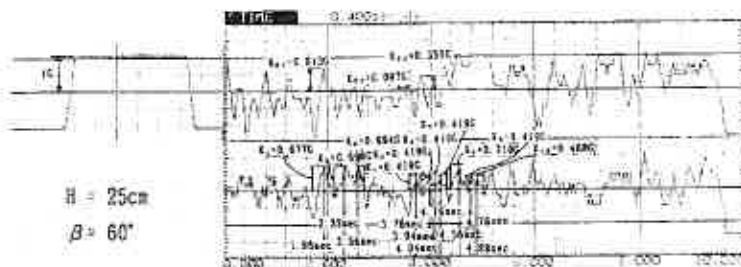


表-3 実験結果

層号	時刻経過 (sec)	変位 (mm)			平均加速度 (m/s ²)				
		Line 1	Line 2	Line 3	平均値	Line 1	Line 2	Line 3	平均値
1	観測開始	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	1.08sec	0.330	11.0	11.0	0.0	7.0	2.0	2.0	1.0
3	2.22sec	0.930	30.0	22.0	0.0	17.0	30.0	27.0	0.0
4	2.50sec	0.930	18.0	18.0	0.0	10.0	10.0	10.0	0.0
5	3.26sec	0.930	41.0	0.0	0.0	12.7	20.0	0.0	0.0
6	3.64sec	0.250	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	4.22sec	0.250	10.0	0.0	0.0	4.4	6.0	0.0	0.0
8	4.79sec	0.220	18.0	0.0	0.0	8.7	7.7	0.0	0.0
9	5.36sec	0.220	22.0	18.0	0.0	10.0	22.0	0.0	20.0
10	6.14sec	0.220	10.0	18.0	0.0	22.0	22.0	0.0	20.0
11	6.71sec	0.220	11.0	27.0	0.0	26.0	10.0	0.0	15.0

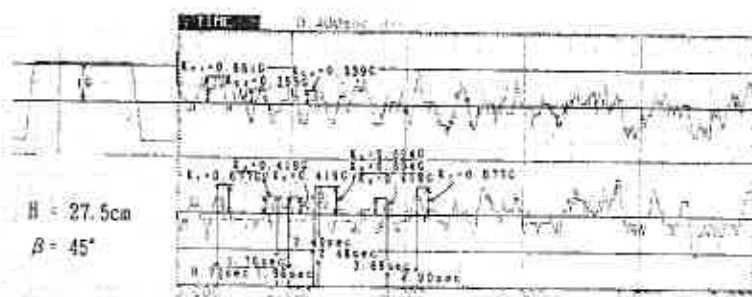
累積変位 36.3mm

表-4 理論値

層号	時刻経過	V ₁	加速度	変位 (cm)
1	観測開始	-	-	-
2	1.08sec	0.330	0.930	0.040
3	2.22sec	0.930	0.930	0.070
4	2.50sec	0.930	0.890	0.080
5	3.26sec	0.930	0.930	0.740
6	3.64sec	0.250	0.930	0.020
7	4.22sec	0.250	0.930	0.170
8	4.79sec	0.250	0.930	0.180
9	5.36sec	0.220	0.710	1.200
10	6.14sec	0.220	0.930	0.230
11	6.71sec	0.220	0.930	0.420

累積変位 36.32mm

図-6 入力・応答波形



H = 27.5cm
β = 45°

表-5 実験結果

層号	階層高さ (m)	変位 (mm)				平均変位 (mm)			
		Layer 1	Layer 2	Layer 3	平均値	Layer 1	Layer 2	Layer 3	平均値
1	階層高さ	-	2.0	2.3	2.6	2.7	2.4	2.3	2.5
2	0.75sec. 層	0.8510	15.4	20.0	21.8	21.9	21.1	18.3	21.9
3	1.75sec. 層	0.8500	33.8	37.3	41.3	47.0	29.0	7.2	31.1
4	1.75sec. 層	0.8500	47.3	48.0	48.3	52.8	4.1	8.4	2.4
5	2.75sec. 層	0.8500	75.0	68.3	61.3	64.4	68.9	77.3	71.4
6	2.75sec. 層	0.8500	88.8	81.3	81.3	87.5	9.3	0.3	6.6
7	2.75sec. 層	0.8500	88.3	79.2	87.3	78.2	8.2	14.8	8.1
8	4.75sec. 層	0.8500	82.3	102.3	83.8	103.3	2.2	18.3	11.4

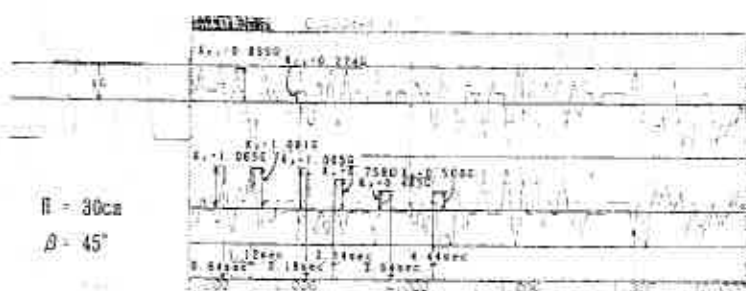
累積変位 102.5mm

表-6 理論値

層号	階層高さ (m)	変位 (mm)	平均値 (mm)
1	階層高さ	-	-
2	0.75sec. 層	0.8400	2.5700
3	1.75sec. 層	0.8200	2.4100
4	1.75sec. 層	0.8100	2.4100
5	2.75sec. 層	0.8100	2.3700
6	2.75sec. 層	0.8100	2.3700
7	2.75sec. 層	0.8100	2.3700
8	4.75sec. 層	0.8200	2.4700

累積変位 22.19mm

図-7 入力・応答波形



H = 30cm
β = 45°

表-7 実験結果

層号	階層高さ (m)	変位 (mm)				平均変位 (mm)			
		Layer 1	Layer 2	Layer 3	平均値	Layer 1	Layer 2	Layer 3	平均値
1	階層高さ	-	2.3	2.6	2.0	2.4	2.4	2.2	2.4
2	0.75sec. 層	0.8500	30.2	42.1	43.1	54.5	70.3	6.3	43.1
3	0.75sec. 層	0.8500	60.2	71.2	67.3	78.9	9.8	18.4	27.6
4	0.75sec. 層	0.8500	82.8	75.1	68.4	76.9	15.9	2.2	4.4
5	1.75sec. 層	0.8500	104.8	78.4	75.9	87.5	22.1	8.4	15.8
6	1.75sec. 層	0.8500	104.8	87.5	78.9	88.4	47.4	2.8	2.8
7	2.75sec. 層	0.8500	101.3	87.3	82.3	113.8	11.8	7.0	7.4

累積変位 113.8mm

表-8 理論値

層号	階層高さ (m)	変位 (mm)	平均値 (mm)
1	階層高さ	-	-
2	0.75sec. 層	0.8500	2.4100
3	0.75sec. 層	0.8500	2.4100
4	0.75sec. 層	0.8500	2.4100
5	1.75sec. 層	0.8500	2.3700
6	1.75sec. 層	0.8500	2.3700
7	2.75sec. 層	0.8500	2.3700

累積変位 102.482mm

圖-8 入力・応答波形

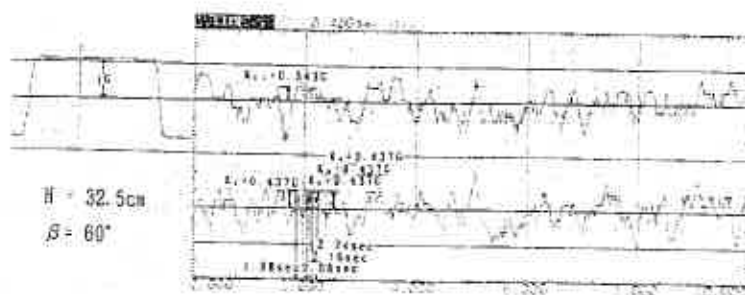


表-9 実験結果

層階	時刻経過	K ₁	変位 (mm)				平均変位 (mm)			
			Line 1	Line 2	Line 3	平均値	Line 1	Line 2	Line 3	平均値
1	振動直前	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	1.84sec 後	0.343C	0.0	20.0	10.0	17.0	0.0	30.0	20.0	15.0
3	2.54sec 後	0.343C	15.0	33.0	41.0	30.0	110.0	100.0	120.0	110.0
4	2.18sec 後	0.343C	41.0	0.0	0.0	10.0	41.0	0.0	0.0	12.0
5	2.24sec 後	0.343C	22.0	-	-	10.0	49.0	0.0	0.0	15.0

累積変位 22.5mm

表-10 理論値

層階	時刻経過	K ₁	入力値	変位(mm)
1	振動直前	-	-	-
2	1.84sec 後	0.343C	0.437C	0.046
3	2.54sec 後	0.343C	0.437C	0.060
4	2.18sec 後	0.343C	0.437C	0.020
5	2.24sec 後	0.343C	0.437C	0.010

累積変位 22.19mm

圖-9 入力・応答波形



表-11 実験結果

層階	時刻経過	K ₁	変位 (mm)				平均変位 (mm)			
			Line 1	Line 2	Line 3	平均値	Line 1	Line 2	Line 3	平均値
1	振動直前	-	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
2	1.70sec 後	0.413C	0.0	12.1	10.0	9.0	0.0	60.0	10.0	40.0
3	2.54sec 後	0.413C	0.0	22.0	22.0	10.0	0.0	110.0	120.0	100.0
4	2.18sec 後	0.413C	11.0	0.0	0.0	3.0	17.0	0.0	0.0	22.0
5	2.74sec 後	0.413C	10.0	0.0	0.0	0.0	23.0	0.0	0.0	7.0
6	4.50sec 後	0.413C	15.0	15.0	0.0	11.0	27.0	40.0	0.0	28.1
7	4.50sec 後	0.413C	10.0	10.0	-	10.0	19.0	10.0	0.0	10.0

累積変位 13.1mm

表-12 理論値

層階	時刻経過	K ₁	入力値	変位(mm)
1	振動直前	-	-	-
2	1.70sec 後	0.413C	0.522C	0.080
3	2.54sec 後	0.413C	0.522C	0.127
4	2.18sec 後	0.413C	0.522C	0.080
5	2.74sec 後	0.413C	0.522C	0.060
6	4.50sec 後	0.413C	0.522C	0.100
7	4.50sec 後	0.413C	0.522C	0.080

累積変位 19.08mm

図-10 入力・応答波形

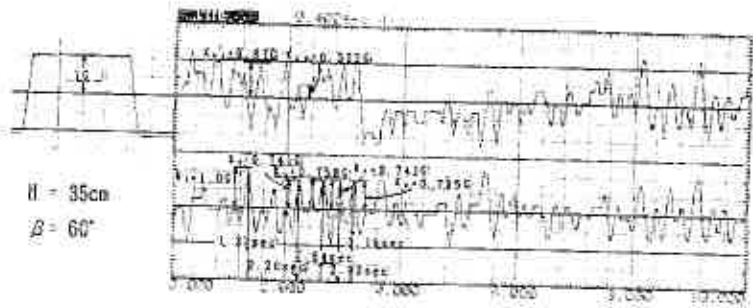


表-13 実験結果

波高	斜面高	H/L	限界				平均				
			Line 1	Line 2	Line 3	平均値	Line 1	Line 2	Line 3	平均値	
1	25cm	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	30cm	0.375	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
3	35cm	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
4	40cm	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	45cm	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6	50cm	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
7	55cm	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8	60cm	0.375	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

累積変位 37.5mm

表-14 理論値

波高	斜面高	K ₀₁	K ₀₂	K ₀₃
1	25cm	0.000	0.000	0.000
2	30cm	0.000	0.000	0.000
3	35cm	0.000	0.000	0.000
4	40cm	0.000	0.000	0.000
5	45cm	0.000	0.000	0.000
6	50cm	0.000	0.000	0.000
7	55cm	0.000	0.000	0.000
8	60cm	0.000	0.000	0.000

累積変位 21.18mm

5. 結果の比較および検討

斜面高(H)を25cm~35cmまで2.5cm間隔で5種類、斜面角(β)を45°から60°と変化させた7種のデータを得た。余裕幅(B)は10cm、載荷重(P)は12kgとして斜面模型を作製した。この斜面にランダム波を入力して斜面を破壊させ実験値を得る(図-4~図-10)と共に同じ条件での数値解析を行い理論値を求め表-1~表-4にまとめた。各結果は図-6のH=27.5cm, $\beta=45^\circ$ の場合と図-7のH=35cm, $\beta=60^\circ$ の場合を除いて(表-5と表-6)実験と理論は良く一致している。

これはビデオ再生画面から斜面破壊時を見つけ出し、記録紙からその時間における限界地震加速度係数を求めているが、その設定時間にかなりずれを生じたために数値計算結果との大きな誤差が生じたものと考えられる。

図-4(表-1と表-2)の場合は、限界地震加速度 K_{00} は0.92Gとなり、同様に $K_{02}=0.60G$ 、 $K_{03}=0.90G$ という値を得た。これらの K_0 により斜面の応答波形と再生ビデオ画面より、7個の波についてのすべり変位を計算し、理論の累積変位を求める。一方、再生画面からは各時間におけるすべり移動量を知ることができ、破壊終了時のすべりをもってすべり変位としている。この結果より、理論値の累積変位5.202cmを得た。理論値と実験値はほぼ一致しており妥当な傾向と考えられる。

図-5(表-3と表-4)の場合は、 $K_{00}=0.613G$ 、 $K_{02}=0.097G$ 、 $K_{03}=0.355G$ と K_{02} に大きな差異があったが、ビデオ再生画面より10波の応答波について理論値を計算することとなったが、理論値3.363cm、実験値3.63cmとこれもよい一致を見ている。斜面角 β が45°に比して小さくなっており、ゆるやかな斜面の方がすべり変位は大きいことを示している。

さらに、この点について β が 45° 、 50° 、 60° と3種類のデータがある $H=35\text{cm}$ の場合を表-15にまとめ、図-11に示す。この結果からも斜面がゆるやかであるほど変位が大きく、すべり速度はゆっくりとなる。斜面破壊は急斜面であるほどすべり変位は小さくすむが、すべり速度は速く一気に破壊していくことを示していると考えられる。しかし、図-9(表-11と表-12)と図-10(表-13と表-14)の場合のように、同じ斜面が同じ条件下での破壊実験においても結果がかなり異なる。また、図-6および図-10の場合はモデル斜面の破壊形式は対数螺旋となっておらず、図-7、図-8の場合と違って理論値と実験値も大きく異なっている。入力波がランダム波であること、すべり破壊の開始の定義、第2次、第3次のすべり破壊の判定がかなり微妙で難しく、今後多くの実験と考察が必要と考えられる。

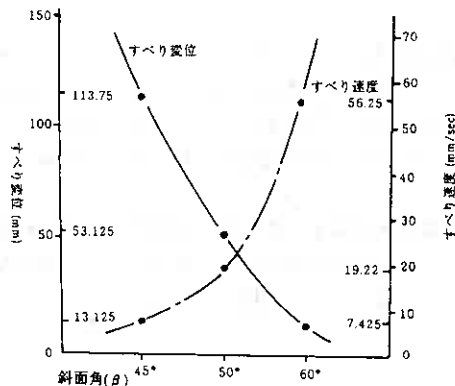


表-15 すべり変位・速度と斜面角の関係

斜面角	変位 (cm)	すべり速度 (cm/sec)
$\beta = 45^\circ$	113.750	7.425
$\beta = 50^\circ$	53.125	19.220
$\beta = 60^\circ$	13.125	56.250

図-11 $H = 35\text{cm}$ のすべり変位とすべり速度

付記：本研究は平成6年度文部省特定研究「地震時における地盤の動的挙動に関する研究」の一部として行ったものである。

謝辞：本稿作成にあたっては、苫小牧工業高等専門学校土木工学科柳谷豊技官に多大な御協力をいただいている。ここに記して深く謝意を表すものである。

参考文献

- 1) Sawada, T., Nomachi, S.G., Chen, W.F., and Takahashi, Y., "Evaluation of Limit Seismic Factor in Anisotropic Cohesion Slopes", Proceedings of the Fifth Engineering Mechanics Division Speciality Conference, ASCE, Vol. II, August, 1984, pp.997-1000
- 2) 澤田・松岡・能町, "慣性力を受ける斜面構造の安定性状についての模型実験", 土質工学会北海道支部技術報告集, 第32号, pp.69-72
- 3) Newmark, N.W., "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", The Fifth Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, Geotechnique, England, Vol. XV, No.2, 1965, pp.137-160
- 4) Sawada, T., Chen, W.F. and Nomachi, S.G., "Model Test and Analysis for Seismic Displacement of a Mounded Foundation Near a Down-Hill Slope", International Symposium on Soil Improvement and Pile Foundation, China, Vol.1, 1992, pp.316-321
- 5) Sawada, T., Nomachi, S.G. and Chen, W.F., "On Slope Displacement by a Logarithmic Spiral Failure Slide during Earthquake", Proceedings of the Sixth International Symposium on Landslides, New Zealand, 1992, pp.1193-1198

二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件
 に関する研究 (第二報)

室蘭工業大学 工学部 正員 三浦 清一
 室蘭工業大学 大学院 学生員 ○荻原 淳平
 室蘭工業大学 大学院 学生員 荻原 義雄
 専修大学北海道短期大学 正員 川村 志麻

1 まえがき

実際の海洋構造物及びその周辺地盤には、変動水圧が海底地盤表面に生じるとともに、波浪による3種類の繰返し荷重(鉛直・水平・モーメント)が海洋構造物を介して地盤に伝播される。よって、海底地盤の支持能力を明らかにするためには、組合せ繰返し荷重を考慮した構造物と変動水圧の作用する周辺地盤との相互応答を解明する必要がある。そこで、筆者らは、波浪、海底地盤及び海洋構造物の相互作用の問題を二次元平面ひずみ模型土槽装置を用いて究明してきている。

本報告では過去の研究^{1) 2) 3) 4)}を踏まえながら、上述の問題を解明するための基礎的研究として、繰返し水平荷重が作用する地盤の動的力学特性を考察する。また、一定拘束圧を模型地盤に作用させた場合の繰返し鉛直荷重による動的力学特性、及び基礎構造の形状差による影響についても検討を加えている。

2 試験装置

本試験で用いている装置は、図-1に示す模型土槽・繰返し載荷装置(鉛直及び水平)・同制御装置、及びサンドホッパーからなる。模型土槽の内寸法は長さ2000mm、深さ700mm、幅600mmであり、砂層の深さは400mmである。また土槽の前面及び側面には厚さ20mmの強化ガラスを用い、剛性を高めるために補強剛性外枠を取り付けている。砂層内の間隙水圧計は模型載荷板直下に100mm間隔で3個、それらを中心として左右対称に200mm間隔で6個、合計9個設置している(図-1参照)。サンドホッパーは頂角30°、高さ640mmであり、ホッパー底部には最大20mmまで任意に調整できるスリットが取り付けられている。模型地盤(豊浦標準砂($G_s=2.65$ 、 $\rho_{dmax}=1.633g/cm^3$ 、 $\rho_{dmin}=1.346g/cm^3$)を使用)は、サンドホッパーを用いて空中落下法(AIR PLUVIATION METHOD)により作製している。この方法では、砂層上面からスリット底面までの高さを800mm、移動速度を20cm/sに保ちながら、スリット幅を調整することにより任意の相対密度を得ることが可能になっている。また、作製した砂層は、土槽底部に設置したポーラスストーンから通水し飽和されている。模型載荷板は幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量13kgfの直方体であり、かつ基礎底面と砂層との接触面は完全粗とするためサンドペーパー(G120)を

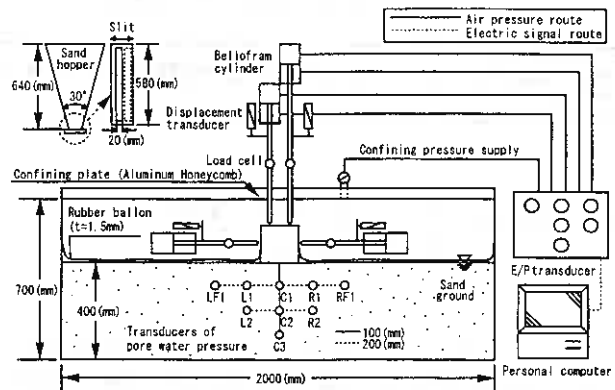


図-1

模型地盤(豊浦標準砂($G_s=2.65$ 、 $\rho_{dmax}=1.633g/cm^3$ 、 $\rho_{dmin}=1.346g/cm^3$)を使用)は、サンドホッパーを用いて空中落下法(AIR PLUVIATION METHOD)により作製している。この方法では、砂層上面からスリット底面までの高さを800mm、移動速度を20cm/sに保ちながら、スリット幅を調整することにより任意の相対密度を得ることが可能になっている。また、作製した砂層は、土槽底部に設置したポーラスストーンから通水し飽和されている。模型載荷板は幅100mm、高さ100mm、奥行き580mm、重量13kgfの直方体であり、かつ基礎底面と砂層との接触面は完全粗とするためサンドペーパー(G120)を

Study on flow condition of saturated sand ground induced in model soil box with two-dimensional plane strain condition (2nd Report): Seiichi Miura, Junpei Ogihara and Yoshio Hagihara(Faculty of Engineering, Muroran Institute of Technology), Shima Kawamura(Hokkaido College, Senshu University)

貼っている。図-1に示す繰返し載荷装置は、鉛直載荷と水平載荷が行えるシステム（水平・鉛直載荷の同時制御可能）になっている。鉛直載荷装置及び水平載荷装置は、それぞれ2本のロッドからなり、各ロッドにはロードセル及び変位計が設置されている。この両載荷装置の適切な組み合わせにより、波浪力をシミュレートできることになっている。

なお、砂層表面に拘束圧（ $0 \sim 0.3 \text{ kgf/cm}^2$ ）を載荷する場合には、前述した装置の他に、模型土槽上面に高強度の拘束板（アルミ・ハニカムサンドイッチパネル）を設置し、さらに土槽の強化ガラスの剛性を保持するため、7組の補強桁を用いている。そして、模型地盤上に、Rubber ballon（厚さ $t=1.5 \text{ mm}$ ）を設置することによって任意の圧密が可能となっている。

3 模型試験法の考え方

波浪が作用する海洋構造物及びその周辺地盤には、任意の組合せ繰返し荷重と波浪による変動水圧が海底地盤に伝播される。このため、筆者らは、この2つの外力の組合せの違いが地盤の支持能力に影響を及ぼすと考えてきた。したがって、地盤の動的挙動を評価するには模型実験の載荷方法に適切な波浪力のシミュレーションが必要である。ここでは、波浪によって海底地盤に伝達される外力を本模型地盤にシミュレートするための数値計算を行った。

図-2は、実海域の海洋構造物と本室内実験における模型載荷板のある任意点に関する応力状態及び間隙水圧を比較したものである。海洋構造物に作用する波浪条件は、太平洋沿岸域に襲撃する50年確率波から、水深（ h ）20mに対して波高（ H ）が9.5m、周期（ T ）を13秒とした。その波浪に耐えうるための海洋構造物は、無筋コンクリート製で、幅（ B ）が30m、高さ（ D ）を30mと仮定している。ここで、波を正弦波とし、海洋構造物に作用する波圧及び揚圧力は、Sainflou式を用いて計算した。図中のモーメント M 、鉛直力 V 、水平力 Q は、波力及び揚力によって海洋構造物底面に作用する単位奥行きあたりの力である。ただし、 V は構造物の自重及び浮力を含む。また、モーメント M_m 、鉛直力 V_m 、水平力 Q_m は、鉛直・水平載荷ロッドによって模型載荷板底面に作用する単位奥行きあたりの力である。ただし、 V_m は模型載荷板の自重を含む。 σ_c は、Rubber ballonなしの状態、模型地盤に作用させる拘束圧である。

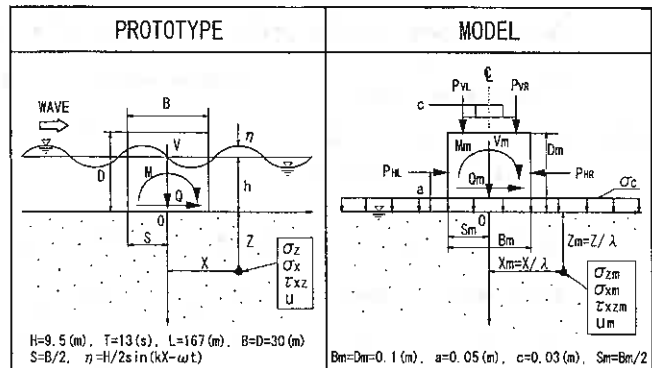


図-2

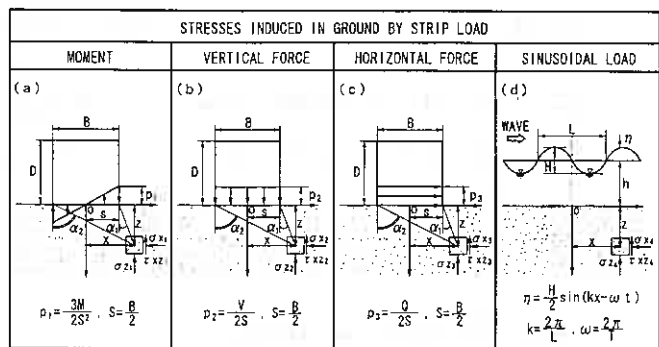


図-3

図-3は、図-2の実地盤の任意点における応力式を求めるために、海底地盤に作用する波浪力を M 、 V 、 Q による帯状荷重と正弦波荷重に分解し、それぞれの地盤内応力で整理して示したものである。ここで、地盤は等方等質で2次元の半無限弾性体とし、地盤の自重及び静止土圧を無視する。したがって、図中に示す4つの鉛直応力、水平応力、せん断応

力を重ね合わせるにより、任意点における波浪場の地盤内応力は、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_{z_1} + \sigma_{z_2} + \sigma_{z_3} + \sigma_{z_4} \\ \sigma_x &= \sigma_{x_1} + \sigma_{x_2} + \sigma_{x_3} + \sigma_{x_4} \\ \tau_{xz} &= \tau_{xz_1} + \tau_{xz_2} + \tau_{xz_3} + \tau_{xz_4} \end{aligned} \right\} (1)$$

ここで、各応力の添字の番号は、1:モーメントの帯状荷重による応力、2:鉛直力の帯状荷重による応力、3:水平力の帯状荷重による応力、4:正弦波荷重（波形が正弦であるため）による応力を示している。また図に示す角度 α_1 、 α_2 は、

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left(\frac{X-S}{Z} \right) \quad , \quad \alpha_2 = \tan^{-1} \left(\frac{X+S}{Z} \right) \quad (2)$$

とする。ただし、 $S=B/2$ 。

次に、図-3(a)に示す任意点のモーメントの帯状荷重による応力は、Boussinesqの解を用いて、

$$\sigma_{z_1} = p_1 A_1 \quad , \quad \sigma_{x_1} = p_1 A_2 \quad , \quad \tau_{xz_1} = p_1 A_3 \quad (3)$$

ここで、

$$\begin{aligned} A_1 &= F[G\{\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1 + 2(\alpha_2 - \alpha_1)\} + 2(\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1)] \\ A_2 &= F\left[G\{\sin 2\alpha_1 - \sin 2\alpha_2 + 2(\alpha_2 - \alpha_1)\} + 2\left\{\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2 + 4 \log_e \left| \frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1} \right| \right\}\right] \\ A_3 &= F[G(\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2) + 2\{\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1 + 2(\alpha_1 - \alpha_2)\}] \\ F &= \frac{1}{2\pi(\tan \alpha_2 - \tan \alpha_1)} \quad , \quad G = \tan \alpha_2 + \tan \alpha_1 \quad , \quad p_1 = \frac{3M}{2S^2} \end{aligned}$$

任意点の鉛直力の帯状荷重による応力（図-3(b)）は、Boussinesqの解を用いて、

$$\sigma_{z_2} = p_2 B_1 \quad , \quad \sigma_{x_2} = p_2 B_2 \quad , \quad \tau_{xz_2} = p_2 B_3 \quad (4)$$

ここで、

$$\begin{aligned} B_1 &= J\{2(\alpha_2 - \alpha_1) - \sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2\} \quad , \quad B_2 = J\{2(\alpha_2 - \alpha_1) + \sin 2\alpha_1 - \sin 2\alpha_2\} \\ B_3 &= J|\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2| \quad , \quad J = \frac{1}{2\pi} \quad , \quad p_2 = \frac{V}{2S} \end{aligned}$$

図-3(c)に示す任意点の水平力の帯状荷重による応力は、Cerruttiの解を用いて、

$$\sigma_{z_3} = p_3 C_1 \quad , \quad \sigma_{x_3} = p_3 C_2 \quad , \quad \tau_{xz_3} = p_3 C_3 \quad (5)$$

ここで、

$$\begin{aligned} C_1 &= B_3 = J|\cos 2\alpha_1 - \cos 2\alpha_2| \quad , \quad C_2 = J\left\{\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1 + 4 \log_e \left| \frac{\cos \alpha_1}{\cos \alpha_2} \right| \right\} \\ C_3 &= B_2 = J\{2(\alpha_2 - \alpha_1) + \sin 2\alpha_1 - \sin 2\alpha_2\} \quad , \quad p_3 = \frac{Q}{2S} \end{aligned}$$

さらに任意点の正弦波荷重による応力⁵⁾（図-3(d)）は、Boussinesqの解を用いて、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{z_4} &= \frac{H}{2} W_0 (1+kZ) e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + hW_0 \\ \sigma_{x_4} &= \frac{H}{2} W_0 (1-kZ) e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + hW_0 \\ \tau_{xz_4} &= \frac{\pi ZH}{L} W_0 e^{-kZ} \cos(kX - \omega t) \end{aligned} \right\} (6)$$

ここで、H:構造物に作用する波の波高 (m)、T:同周期 (s)、L:同波長 (m)、h:構造物設置地点の水深 (m)、 W_0 :海水の単位体積重量 ($W_0=1.03 \text{tf/m}^3$)、k:波数 ($k=2\pi/L$)、 ω :角速度 ($\omega=2\pi/T$)

以上から、図-2に示した任意点における実地盤の応力（(1)式へ(3)~(6)式を代入）及び間隙水圧は、

$$\sigma_z = \frac{6M}{B^2} A_1 + \frac{V}{B} B_1 + \frac{Q}{B} C_1 + \frac{H}{2} W_0 (1+kZ) e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + hW_0 \quad (7)$$

$$\sigma_x = \frac{6M}{B^2} A_2 + \frac{V}{B} B_2 + \frac{Q}{B} C_2 + \frac{H}{2} W_0 (1-kZ) e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + hW_0 \quad (8)$$

$$\tau_{xz} = \frac{6M}{B^2} A_3 + \frac{V}{B} B_3 + \frac{Q}{B} C_3 + \frac{\pi ZH}{L} W_0 e^{-kZ} \cos(kX - \omega t) \quad (9)$$

$$u = W_0 \left\{ \frac{H}{2} \sin(kX - \omega t) + h + Z \right\} \quad (10)$$

ここで、 σ_z :任意点(X,Z)の鉛直応力(tf/m²)、 σ_x :同水平応力(tf/m²)、 τ_{xz} :同せん断応力(tf/m²)、 u :同間隙水圧(tf/m²)、 M :構造物底面に作用するモーメント(tf・m/m)、 V :同鉛直力(tf/m)、 Q :同水平力(tf/m)、 B :構造物の幅(m)

次に実地盤の応力式の誘導過程にもとづいて、模型地盤の任意点における応力及び間隙水圧を求める。ただし、実物と模型との任意点に相似則(長さの縮尺が $1/\lambda$)を導入すると、 $X = \lambda X_m$ 、 $Z = \lambda Z_m$ 、 $S = \lambda S_m$ の条件から、模型地盤の角度 α_1 、 α_2 は、実地盤の角度 α_1 、 α_2 ((2)式)と同一の値となる。すなわち、応力を算出する係数($A_1 \sim A_3$ 、 $B_1 \sim B_3$ 、 $C_1 \sim C_3$)は、そのまま模型地盤に適用できる。従って、

$$\sigma_{zm} = \frac{6Mm}{Bm^2} A_1 + \frac{Vm}{Bm} B_1 + \frac{Qm}{Bm} C_1 + \sigma_c D_1 \quad (11)$$

$$\sigma_{xm} = \frac{6Mm}{Bm^2} A_2 + \frac{Vm}{Bm} B_2 + \frac{Qm}{Bm} C_2 + \sigma_c D_2 \quad (12)$$

$$\tau_{xzm} = \frac{6Mm}{Bm^2} A_3 + \frac{Vm}{Bm} B_3 + \frac{Qm}{Bm} C_3 + \sigma_c D_3 \quad (13)$$

$$u_m = \sigma_c + \gamma_w Z_m \quad (14)$$

ここで、 σ_c :模型地盤表面に作用させる拘束圧(tf/m²)、 γ_w :水の単位体積重量(tf/m³)、 $D_1 \sim D_3$: $C_1 \sim C_3$ の α_1 、 α_2 の値に $\alpha_1 = \tan^{-1} \{(X_m - 20S_m)/Z_m\}$ 、 $\alpha_2 = \tan^{-1} \{(X_m - 20S_m)/Z_m\}$ を代入して求められた係数、また、上式の応力及び力には模型地盤に対応するものとしてそれぞれ添字 m を付けた。

次に、海底地盤の応力状態及び間隙水圧((7)~(10)式)と模型地盤の応力状態及び間隙水圧((11)~(14)式)の間に相似則(長さの縮尺を $1/\lambda$ 、応力の縮尺を $1/\kappa$)を導入し、モデル試験において、波浪が作用する実地盤の任意点の応力状態及び間隙水圧を再現するために、模型地盤に作用させる Mm ・ Vm ・ Qm 及び σ_c を求める。まず、模型地盤と実地盤の間隙水圧についての関係は、

$$u = \kappa u_m \quad (15)$$

(15)式へ(10)式と(14)式を代入すると、模型地盤に作用させる拘束圧は、

$$\sigma_c = \frac{W_0}{\kappa} \left\{ \frac{H}{2} \sin(kX - \omega t) + h \right\} \quad (16)$$

となる。ただし $\gamma_w = W_0$ とした。一方、模型地盤と実地盤の応力の関係は、

$$\sigma_z = \kappa \sigma_{zm} \quad , \quad \sigma_x = \kappa \sigma_{xm} \quad , \quad \tau_{xz} = \kappa \tau_{xzm} \quad (17)$$

になる。ここで、模型載荷板底面に作用させる Mm 、 Vm 、 Qm は、

$$Mm = \frac{M}{\lambda^2 \kappa} + \Delta Mm \quad , \quad Vm = \frac{V}{\lambda \kappa} + \Delta Vm \quad , \quad Qm = \frac{Q}{\lambda \kappa} + \Delta Qm \quad (18)$$

と定義する。ここで、 ΔMm 、 ΔVm 、 ΔQm は、拘束圧と正弦波荷重による地盤内応力差(帯状荷重の分布形状の違いによりもたらされる応力)によって生じる項である。次に、(17)式へ(7)~(9)式及び(11)~(13)式と(18)式を代入し、 ΔMm 、 ΔVm 、 ΔQm について整理すると、

$$\begin{pmatrix} 6A_1 & BmB_1 & BmC_1 \\ 6A_2 & BmB_2 & BmC_2 \\ 6A_3 & BmB_3 & BmC_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \Delta Mm \\ \Delta Vm \\ \Delta Qm \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \end{pmatrix} \quad (19)$$

ここで、

$$N_1 = Bm^2 \left[\frac{W_0}{\kappa} \left\{ \frac{H}{2} (1+kZ) e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + h \right\} - \sigma c D_1 \right]$$

$$N_2 = Bm^2 \left[\frac{W_0}{\kappa} \left\{ \frac{H}{2} (1-kZ) e^{-kZ} \sin(kX - \omega t) + h \right\} - \sigma c D_2 \right]$$

$$N_3 = Bm^2 \left[\frac{W_0}{\kappa} \cdot \frac{\pi ZH}{L} e^{-kZ} \cos(kX - \omega t) - \sigma c D_3 \right]$$

この式の1行目は、鉛直応力の相似から、2行目は水平応力の相似から、最後の行はせん断応力から求められたものである。この行列を地盤の任意点について解き、 Mm 、 Vm 、 Qm を(18)式から算出する。

一方、図-2に示す鉛直・水平載荷ロッドの作用位置から、模型載荷板に作用させる分担力 (P_{VR} 、 P_{VL} 、 P_{HR} 、 P_{HL})は、 Mm 、 Vm 、 Qm を用いて、

$$P_H = QmEm \quad (20)$$

$$P_{VR} = \frac{Em}{2} \left\{ \frac{1}{C} (Mm - aQm) + Vm - Wm \right\} \quad (21)$$

$$P_{VL} = -\frac{Em}{2} \left\{ \frac{1}{C} (Mm - aQm) - Vm + Wm \right\} \quad (22)$$

ここで、 P_H :水平載荷ロッドに分担される力 (tf) であって、値がプラスの場合は左側の水平ロッド (P_{HL}) で分担し、マイナスの場合は、右側の水平ロッド (P_{HR}) で分担する、 P_{VR} :右側鉛直載荷ロッドに分担される力 (tf)、 P_{VL} :左側鉛直載荷ロッドに分担される力、 Em :模型載荷板の奥行き(m)、 Wm :載荷板の単位奥行き当たりの重量 (tf/m)、 a :鉛直載荷ロッドの偏心距離 (m)、 c :水平載荷ロッドの作用距離 (m)である。したがって、(18)及び(19)式で求められた Mm 、 Vm 、 Qm を用いて計算した分担力 ((20)~(22)式)と拘束圧(16)式)との適切な組み合わせにより波浪が作用する地盤の任意点の応力状態及び間隙水圧を再現できることを示した。

図-4は上式を用いて地盤の任意点(一例として実地盤の $X=0m$ 、 $Z=30m$ 、模型地盤では $Xm=0$ 、 $Zm=Z/\lambda=3000/300=10cm$)の応力状態及び間隙水圧を再現させるために必要な模型載荷板に作用させる力 (Mm 、 Vm 、 Qm)と模型地盤に作用させる拘束圧 σ_c の計算結果を示している。ここでは、拘束圧以外の各作用力を鉛直荷重 (Vm)の最大値 $Vmmax$ で正規化した値と鉛直荷重を基準とした時間軸(秒)の関係で整理している。ただし、この場合の長さの縮尺は、 $1/\lambda = Bm/B = 1/300$ 、応力の縮尺は $1/\kappa = 1/15$ とした。この図より Vm を基準として考えると模型載荷板底面及び模型地盤に作用させる各荷重に関してそれぞれある位相が生じていることがわかる。

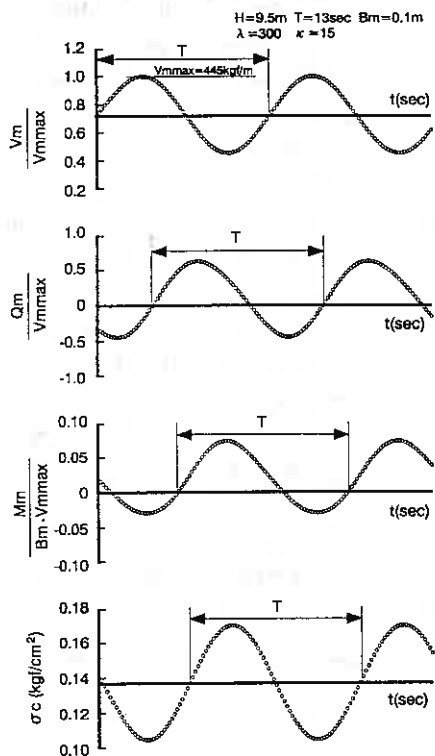


図-4

また図中より荷重傾斜度 $\tan \delta = |V_m / Q_m|$ の最大値は、 $\tan \delta = 1$ となり、非常に厳しい荷重条件が与えられていることがわかる。ちなみに、震度法による地震時の荷重傾斜度は $\tan \delta = 0.2$ 程度である。

図-5は、図-4に示す M_m 、 V_m 、 Q_m を模型載荷板底面に作用させる場合の分担力 (P_{VR} 、 P_{VL} 、 P_{HR} 、 P_{HL}) と模型地盤に作用させる拘束圧 σ_c の計算結果を示している。ここでは、拘束圧以外の各分担力を右側鉛直載荷ロッド分担力 (P_{VR}) の最大値 P_{VRmax} で正規化した値と P_{VR} を基準とした時間軸 (秒) の関係で整理している。図より各分担力及び拘束圧を P_{VR} を基準として比較をすると、左側鉛直載荷ロッドの分担力 (P_{VL}) は P_{VR} とほぼ同等の振幅 (分担力) であり、位相が $\omega T / 10$ である。また水平載荷ロッドの分担力は、 P_{VR} の約1.2倍の振幅であり、位相が $\omega T / 3$ となっている。一方、拘束圧についてはそれに対応する位相は $\omega T / 2$ (逆位相) である。以上の計算結果は波高が9.5mの場合であるが、波高のみがこれより小さくなくても各分担力及び拘束圧の振幅が小さくなるだけで、それら相互の位相には影響しないようである。

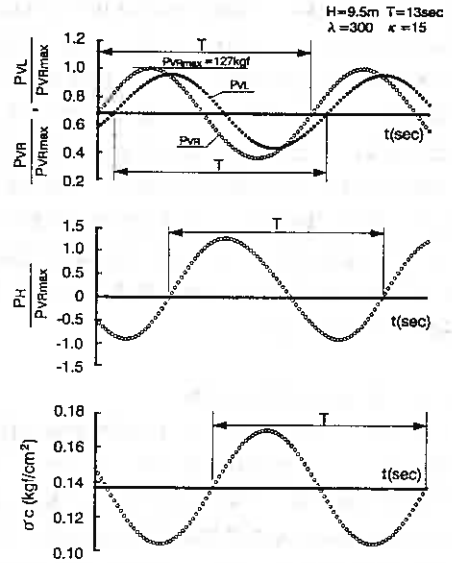


図-5

これらのことから、実海域の波浪場における周辺地盤の変動水圧を含めた構造物と地盤の相互作用による支持力特性は、水平・鉛直載荷系と拘束圧との適切な組合せを与えることにより、本模型試験法によってある程度把握できることがわかった。

4 試験方法

図-6は、載荷条件 (鉛直載荷・水平載荷・拘束圧) 及び基礎底面構造の条件の違いによる繰返し載荷試験を分類したものである。図-6(a)・(b)は、ともに鉛直載荷における繰返し載荷試験である。(a)は、Rubber ballonなしの拘束圧一定条件 ($\sigma_c = 0.1, 0.3 \text{ kgf/cm}^2$) の下で行ったものであり、(b)は、基礎の側壁 (地中壁) の根入れ深さ (lw) とその幅 (tw) が砂層の流動化に与える影響を解明するために実施されたものである。一方(c)は、水平載荷における繰返し載荷試験のモデル図である。ここで水平載荷試験中においては、鉛直方向の変位を測定するために鉛直載荷ロッドを無圧状態で模型載荷板に作用させている。各繰返し載荷試験 (3ケース) では、周期4秒の正弦波荷重を地盤に伝播させるために2本の載荷ロッドを用いて1周期2回の偏心荷重として荷重を与えている。なお基礎の沈下量は、両者の変形のうち卓越する変形を沈下量 St (mm) とし、一方滑動量は両者の変形を平均したものを滑動量 Sd (mm) としている。

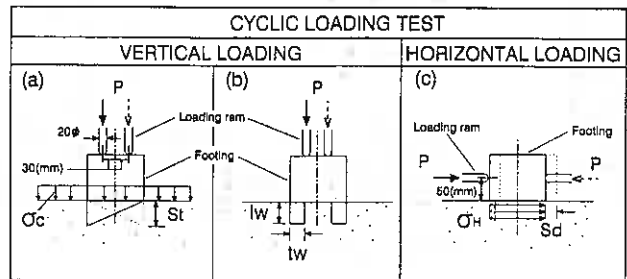


図-6

5 試験結果及び考察

筆者らは、波浪力が海底地盤上にある海洋構造物の支持力に及ぼす影響を解明するための基礎的研究を行なってきている^{1) 2) 3) 4)}。その結果、①模型土槽試験 (繰返し鉛直載荷) といえども、室内要素試験 (非排

水繰返し三軸試験)と類似の砂の液状化強度線が存在する、②発生間隙水圧は、深さ及び水平方向によって異なるとともに、すべり線の形状と密接に関連しているようである、③この繰返し鉛直載荷試験におけるすべり線を確認するために、砂層内へ砂鉄層を等間隔に設置して観察したが、静的支持力試験で見られるくさび部は発生せず、明らかにその塑性領域は異なっている、④地盤の動的力学特性に及ぼす基礎形状の影響は無視できないこと、などの事実が示されている。

本報告では以上の成果をふまえて、実際の液状化により近い条件のもとで室内実験を行なうために必要な繰返し水平載荷試験を行い、水平力が地盤の動的特性に及ぼす影響を調べる。また変動拘束圧を載荷する前段階として一定拘束圧下での繰返し鉛直載荷試験を行なった。なお、異型載荷板による繰返し鉛直載荷試験において、相対密度が砂の流動化機構に及ぼす影響を調べるために、側壁の根入れ長さ及び根入れ幅を変えて実験を行なっている。

5・1 繰返し鉛直載荷試験

5・1・1 一定拘束圧を受ける模型地盤の動的強度への影響

図-7(a)、(b)は相対密度(Dr)50%と70%の砂地盤において拘束圧($\sigma_c=0.1, 0.3\text{kgf/cm}^2$)を作用させた場合と無拘束圧の場合の繰返し鉛直載荷試験結果である。ここでは、繰返し鉛直載荷応力 σ_v (両振幅による鉛直載荷荷重を模型載荷板の底面積で除したもの)と模型載荷板の沈下量5、10、15mmに至るまでの繰返し回数 N_c の関係で整理している。図から明らかなように、拘束圧が増加することに起因する繰返し強度の増加は認められない。すなわち、相対密度に関わらず拘束圧が模型地盤の繰返し強度に及ぼす影響は無視できることが示されている。このことは変動拘束圧による実波浪力の再現が本装置によって可能であることを示唆している。変動拘束圧下における一連の試験が今後予定されている。

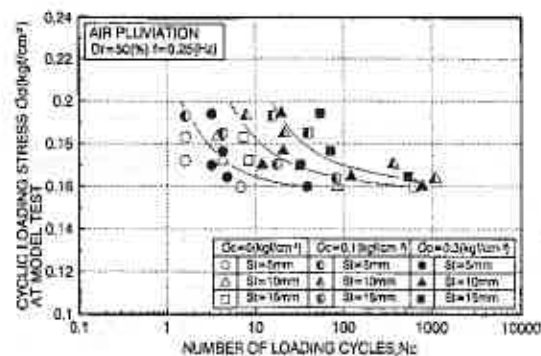


図-7(a)

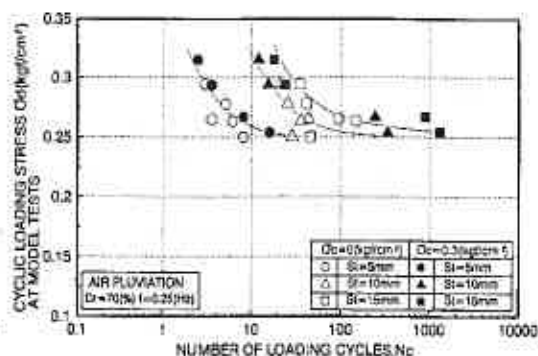


図-7(b)

5・1・2 載荷板形状の違いによる模型地盤の動的強度への影響

前報⁴⁾では、模型載荷板に設置した側壁の根入れ深さが繰返し強度に及ぼす影響について報告した。その結果、側壁の根入れ深さの増加によって、繰返し強度も増加する傾向が示されたが、この増加割合は相対密度によって異なっていた。このことから、繰返し載荷によってもたらされる砂地盤の流動化機構は相対密度の違いにより異なるものであるとの見解が示された。さらに、側壁の根入れ深さ $l_w=50\text{mm}$ を与えることによって、どの相対密度においても強度増加は定常状態に達していた。そこで、本報告では、さらに側壁の根入れ幅 t_w が繰返し強度に与える影響を明確にするため、根入れ深さ及び根入れ幅の両面から検討する。

図-8(a)・(b)は、模型載荷板の根入れ幅 t_w の相違による(側壁 $l_w=50\text{mm}$ で幅 $t_w=0, 3, 18\text{mm}$ が変化)動的強度の変化を調べるために行った一連の繰返し試験結果を示したものであり、繰返し鉛直載荷応力 σ_v と所定の沈下量に至るのに必要な繰返し載荷回数 N_c との関係によって整理したものである。ここで相対密度(Dr)

は50%と80%である。(a)図から、側壁の根入れ幅 tw が3mmから18mmと増加すると繰返し強度は逆に減少することが明らかである。一方(b)図から側壁の幅 $tw=3mm$ の場合と $tw=18mm$ の繰返し強度の間には強度差が見られない。

図-9は、根入れ深さ及び根入れ幅が繰返し強度に与える影響を明示するために、 $tw/lw=0$ の繰返し載荷応力 σ_{do} からの繰返し載荷応力 σ_d の増加割合を示している。ただし、ここでの繰返し載荷応力とは、繰返し載荷回数 $N_c=1000$ 回時に沈下量 $St=10mm$ に至るに必要な応力のことである。この図からまず、各相対密度において最大繰返し強度を与える $(tw/lw)_{opt}$ が存在することが示されている。特に相対密度50%についてそれは明らかである。相対密度が80%の場合には、50%で与えられる $(tw/lw)_{opt}$ に到達すると最大値に近い値を取るようである。このことは、流動化機構に対する最適な基礎構造形式が存在することを示唆している。

表-1に相対密度50%における3つの流動化モードを示す。ただしこれらのモードを tw/lw 区間で分類し、最大繰返し強度を与える tw/lw を $(tw/lw)_{opt}$ 、 σ_{do} に対する強度増加が一定になる tw/lw を $(tw/lw)_{con}$ (const)、載荷板自体を lw 根入れさせた場合($tw=B/2$ 、 B は載荷板の幅)の tw/lw を $(tw/lw)_{max}$ とする。表より、静的支持力試験で見られる砂層の塑性領域が動的試験にも存在すると考えると、 tw/lw が増加することによって塑性領域が下方へ移動する、とする流動化メカニズムを適用できるようである。なお、この結果(1gのもとでの基礎幅10cmに対する試験)から実際の基礎の $(tw/lw)_{opt}$ を正確に予測することは寸法効果などの現象が存在するため難しいが、実地盤の流動化メカニズムを解明するに当たり一つの手がかりを得られるようである。

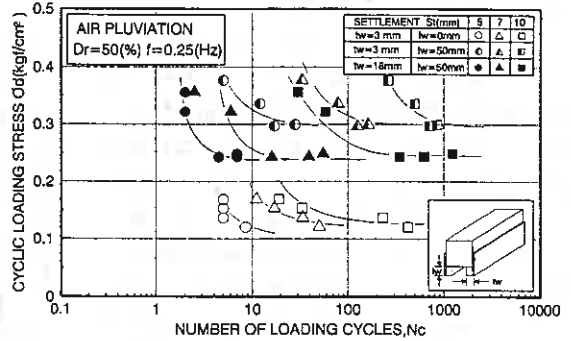


図-8(a)

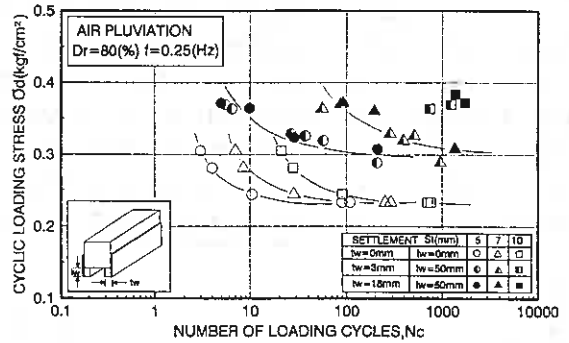


図-8(b)

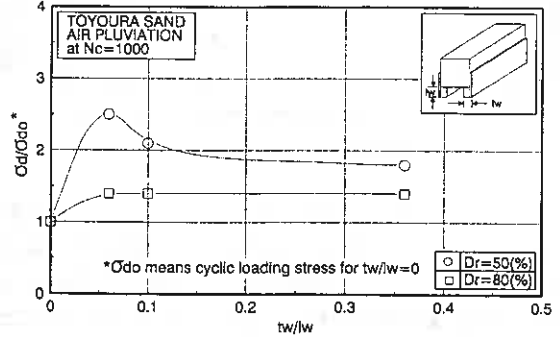


図-9

表-1

側壁幅/側壁長	繰返し強度	流動化モード
0 ~ $(tw/lw)_{opt}$	増加	側方流動を主として側壁により阻止
$(tw/lw)_{opt}$ ~ $(tw/lw)_{con}$	減少	側壁及びサーチャージにより阻止
$(tw/lw)_{con}$ ~ $(tw/lw)_{max}$	一定	主としてサーチャージにより阻止

5・2 繰返し水平載荷試験

図-10は、相対密度(Dr)50%の模型地盤における繰返し水平載荷応力 σ_h (両振幅による水平載荷荷重を模型載荷板の底面積で除したものと所定の沈下量Stに至るに必要な繰返し載荷回数Ncとの関係を示したものである。図から、繰返し鉛直載荷試験と同様に、非排水繰返し三軸試験で得られる液状化強度線と類似な強度線が得られていることが明確である。このことは、鉛直載荷・水平載荷試験の繰返し強度特性は室内要素試験のそれと同様な考えで結果の整理を与えても良いことを示すものである。以上のことは、鉛直載荷と水平載荷の適切な組合せ荷重下における地盤の流動化機構を、室内要素試験によって求めることができることを示唆するものと思われる。

図-11(a)・(b)は、相対密度50%及び80%の模型地盤における繰返し水平載荷応力 σ_h と模型載荷板の繰返し載荷回数Nc=1000回時の沈下量Stまたは、最大滑動量Sdmax (Sliding distance)との関係を示している。まず、(a)図では相対密度が増加すれば確実に鉛直沈下に対する抵抗力が増大していることがわかる。一方、(b)図からは、相対密度の違いによるすべり抵抗力の差は顕著ではないことがわかる。このことから、相対密度は地盤の変形性に対する抵抗力に影響を及ぼすものの、滑動量に対しては影響しないようである。

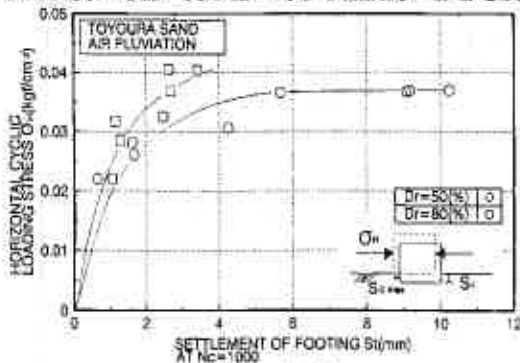


図-11(a)

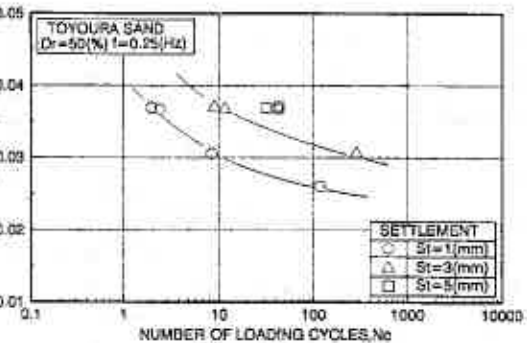


図-10

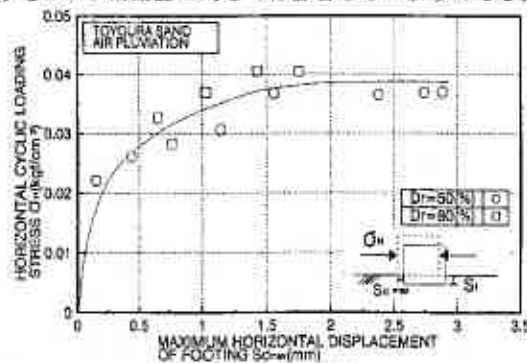


図-11(b)

図-12は、相対密度50%及び80%において、模型載荷板の繰返し載荷回数Nc=1000回時の沈下量Stに対するNc=1000回時の滑動量Sdの比Sd/Stと繰返し水平載荷応力 σ_h を底面積当たりの模型載荷板重量 σ_v で正規化した値 σ_h/σ_v との関係を示している。この図から相対密度に関わらず、ある水平応力において曲線の傾きが急激に変化する変相点が存在していることが明らかである。これは、この変相点を境界として異なる地盤の破壊モードが存在することを明確に示しているようである。すなわち、この応力レベルを境にして支持力モードから底面滑りモードに移行することを示唆している。今回の試験では、鉛直応力として静的応力(模型載荷板の自重のみ)しか考慮していないので、今後は繰返し鉛直載荷と繰返し水平載荷とを組み合わせた条件での破壊モードの特性を明らかにする必要がある。

図-13は、相対密度50%における鉛直載荷試験と水平載荷試験について基礎底面に作用するモーメント(M)と繰返し載荷回数Nc=1000時に至る沈下量(St)の関係を示したものである。図から、同一のモーメントレベルにおいて、水平載荷試験結果で得られる沈下量が鉛直載荷のそれよりも卓越していることが確認できる。このことから、地盤の動的特性を支配する要因として、水平力成分の占める割合が極めて大きいと考

えられる。したがって波浪が作用する海洋構造物の支持力特性を考える場合には、水平力の詳細な検討は重要である。

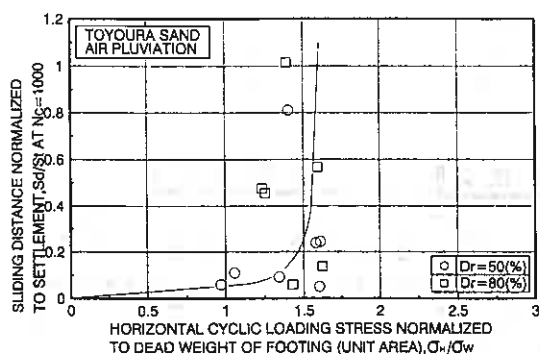


図-12

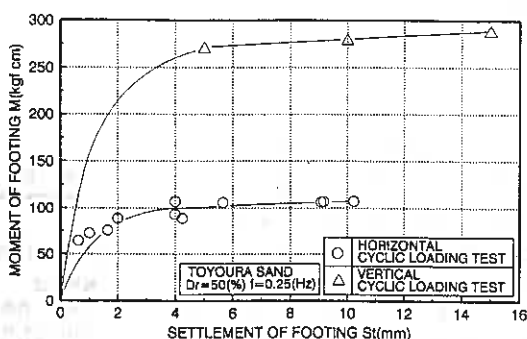


図-13

6 まとめ

- (1) 一定拘束圧条件下で行った繰返し鉛直載荷試験結果から、いずれの相対密度の模型地盤に対しても、一定拘束圧条件下にある繰返し強度は、拘束圧をかけない場合の繰返し強度とに差が見られない。このことは有効応力原理に従うことであるが、本装置での変動拘束圧による波浪力のシミュレーションが可能であることを示している。
- (2) 異型載荷板による繰返し試験を行なった結果から、相対密度に関わらず最大繰返し強度を与える最適な tw/lw が存在することが示された。また、相対密度が地盤の流動化機構に及ぼす影響は、塑性領域の発達状況に密接に関連しているようである。
- (3) 地盤の相対密度に関わらずある繰返し水平応力を境に、沈下量に対する滑動量の増加割合が急激に変化する。これは、異なる地盤の破壊モードが存在していることを示しているものであって、具体的にはある応力レベルを境にして支持力モードから底面滑りモードに変化することを意味している。
- (4) 水平載荷試験結果で得られる沈下量 St と鉛直載荷試験結果から得られる沈下量 St を同一のモーメントレベルにおいて比較すると、水平載荷試験において沈下量の卓越する場合が見られる。このことから、波浪場にある地盤の動的特性を支配する要因として、水平力成分の占める割合が大きいと思われる。そのため波浪が作用する海洋構造物の支持力特性を考える場合には、鉛直力・モーメントのみならず水平力も載荷条件に加えなければならない。
- (5) 実海域の波浪場における周辺地盤の変動水圧を含めた構造物と地盤の相互作用による支持力特性は、水平・鉛直載荷系と拘束圧との適切な組合せを与えることにより、本模型試験法によってある程度把握できることがわかった。

最後に本研究の実験及びデータ整理に本学4年左近利秋、横浜勝司両君の協力を得た。また本学磯崎真一助手には、貴重な討論をいただいた。記して感謝の意を表します。

【参考文献】 1) 三浦・瀧本・川村・田中・近藤(1993): 繰返し荷重を受ける飽和砂層の支持力・変形特性、土木学会第48回年次学術講演会概要集、pp488~489 2) 三浦・瀧本・川村・萩原(1994): 二次元平面ひずみ模型土槽による飽和砂層の流動化条件に関する研究、土質工学会北海道支部技術報告集、第34号、pp194~201 3) 三浦・瀧本・田中・近藤・萩原(1994): 二次元平面ひずみ模型土槽による砂層の支持力・流動化実験第29回土質工学研究発表会講演集、pp815~818 4) 三浦・田中・瀧本・萩原・萩原・近藤(1994): 構造物基礎の形状差による砂地盤の支持力・流動化条件の変化、土木学会第49回年次学術講演会概要集、pp516~517 5) Ishihara, K. and Towhata, I. (1993): Sand Response to Cyclic Rotation of Principal Stress Directions as Induced by Wave Loads, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp11~26

砂の一次的性質を考慮した変形・強度特性

北海道大学 大学院 ○学生員 前田 健一

北海道大学 工学部 正会員 三浦 均也

北海道大学 工学部 正会員 土岐 祥介

1. まえがき 土は不規則な形状をした粒子の集合体であり、外的作用によって容易にその構造を変化させるので、その物性は変化に富んでいる。図1に示されるように、土の変形・強度特性等の力学特性は、その構成粒子の基本的性質である鉱物組成、粒子密度、破碎性や粒子形状そして粒度分布といった一次的性質によって基本的には決定される。しかし、同一の土であっても構造条件や土のおかれた環境条件、すなわち二次的性質の影響を大きく受けるのは周知のことである。粒子のパッキングや配向、間隙比や

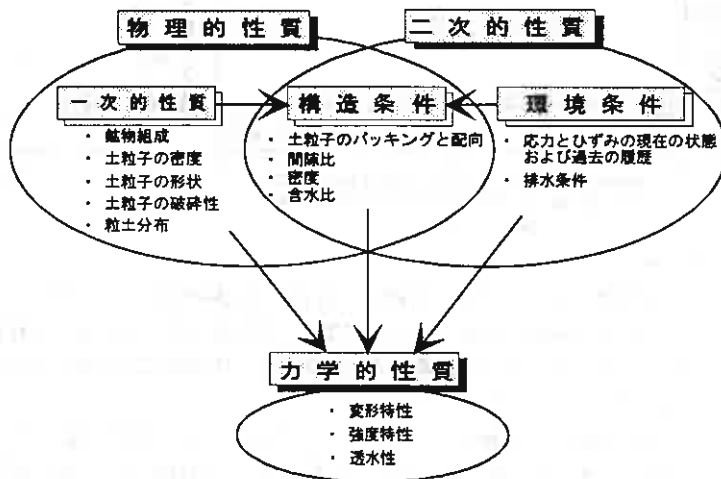


図1 土の特性の分類図

密度、含水比は構造条件に、応力とひずみの現在の状態および過去の履歴や排水条件は環境条件に属する。土質力学の基礎の研究においては、標準砂のようなある特定の土について、力学的性質に及ぼす二次的性質の影響を徹底的に調べるという手法が多く取られている。一方、一次的性質の力学特性に及ぼす影響については、一次的性質の異なる大量の試料を準備することが困難であることもあって、十分には調べられていない。

本研究では、砂の力学的性質における一次的性質の影響を明らかにするために、200種類にもおよぶ砂等の粒状試料について室内実験を実施した。その実験結果を比較検討することで、力学的性質と一次的性質との相関性について調べ、両者の定量的な関係を調べた。また、砂の二次的性質である拘束圧や相対密度の変化に伴う力学特性の変化も砂によって大きく異なることを明らかにし、その程度（拘束圧依存性と密度依存性）と一次的性質との関係を定量的に調べている。

地盤工学の実務において砂地盤の力学特性を推定する際には標準貫入試験で得られる N 値が広く用いられる。この背景には「剛性や強度が砂の種類にかかわらず相対密度によって決まる」、「 N 値によって地盤の相対密度 D_r を知ることができる」という広く信じられている考えがある。このことは一種類の砂に限定すれば正しいと思われるが、ここで示す実験結果に基づけば性質の異なる砂については必ずしも当てはまらないことが明らかになった。力学特性と一次的性質との関係を明らかにすることで、より信頼できる合理的な地盤特性の推定方法の提案につながると考えている。

2. 試験に用いた試料 試験で用いた試料は粒度未調整砂試料と粒度調整砂試料、人工粒状試料に分けられる。

2.1 粒度未調整砂試料 (Natural Sand Sample) 北海道を中心に全国の河川や海岸、砂利採集場、橋梁基礎現場から採集した砂および他の研究者も用いている砂の中から、一次的性質が適当に散らばるように約60種類を選んでおり、マサ土や火山灰も含んでいる。これらの試料については、基本的な粒度調整は行っていないが、実験装置の制約により2.000mm以上のレキと0.0075mmのシルトをそれぞれふるい分けと水洗いなどで除去している。

Deformation-Strength Characteristics of Sand with regard to Primary Properties.; Kenichi MAEDA (Grad. Student, Hokkaido Univ.), Kinya MIURA, Shosuke TOKI (Faculty of Engineering, Hokkaido Univ.)

2.2 粒度調整砂試料 (Regulated Sand Sample)
市販されている2種類の珪砂 (CA-SAND, CB-SAND) と相馬砂 (SO-SAND)、豊浦砂 (TO-SAND) を粉砕とふるい分けによって粒度調整し、図2 (a) に示すような広範囲な粒子寸法を有する均等係数 U_0 の小さい ($U_0 < 1.55$) 均等粒径試料 (Uniform Sand Sample) と図2 (b, c) のような均等粒径試料を混合して得た均等係数の大きい混合粒径試料 (Graded Sand Sample) を準備した¹⁾。試料名についてはCA-2000-75というように、砂の名称に続けて最大粒径 D_{max} 、最大粒径 D_{min} を μm 単位で並べて示す。

2.3 人工試料 (Artificial Sample) 人工試料はいずれも球形で、粒子が硬いグラスビーズ (G.B.) と産業廃棄物を固結処理してつくられた粒子が脆弱な軽量骨材 (L.W.A.) からなる。粒度は均等粒径砂試料に相当する。

3. 用いた試験方法

3.1 物理試験 物理的性質として粒子密度、粒度分布、粒子形状、最大・最小間隙比、粒子破砕性、安息角について着目している。粒子形状、破砕性と安息角以外の評価方法は土質工学会が定める方法に準じている。砂の安息角の求め方およびその力学的性質との関係については本報告では紙幅の都合上省略する²⁾。

粒子形状はLeesの提案している角張り度 (Angularity) A_{2D} によって評価しており³⁾、グラスビーズや軽量骨材のように球形のものについては0で ($A_{2D} = 0$)、角張っている粒子ほどその角張り度は大きい値をとる。

粒子破砕性については、適切な試験方法がないために独自の試験方法を提案している^{2, 3)}。この方法では、モールド内の試料に一定上載圧のもとで強制的にせん断変形を与えることで破砕させるものである。また、破砕前後の粒度分布を調べることで10%粒径の減少量で定義した粒子破砕指数 I_{cr} を用いて粒子破砕性を定量化している。 I_{cr} が大きい試料ほど破砕性が大きい試料であることを意味する。

3.2 力学試験 力学的性質は通常の排水三軸圧縮試験によって調べている。すべての試料は一度炉乾燥し、改良したパイプレータ法によって供試体 (直径7.0cm、高さ16.5cm) を作成している¹⁾。通常の三軸圧縮試験装置で供試体をバックプレッシャー196kPaの下で所定の等方圧密応力で圧密した後、排水条件下でひずみ制御 (軸ひずみ速度0.25%/min) で変形させている。試験条件は、相対密度 $D_r = 70\%$ 、有効拘束圧 $\sigma_m = 196\text{kPa}$ を基本条件としている。また、本報告では応力はすべて有効応力を意味し、動員されている内部摩擦角 ϕ_m は $\sin \phi_m = \tau_m / \sigma_m$ で表示している。ここで、 $\tau_m = (\sigma_a - \sigma_r) / 2$ 、 $\sigma_m = (\sigma_a + \sigma_r) / 2$ である。

4. 物理試験結果および考察 本節では、物理試験結果を示すとともに、一次的性質相互の関係および物理的性質に及ぼす一次的性質の影響について考察する。

4.1 粒子形状 図3は角張り度 A_{2D} を平均粒径 D_{50} に対して示している。粒度未調整試料においては両者に正の相関性がみられるが、採取地を検討した結果、陸上から河川、海岸へと運搬されることによって、粒径が小さくなり、角張り度が小さくなっていることが原因と考えられる。一方、粉砕して調整した相馬砂と豊浦砂では粒径が小さいものほど急激に角張り度が増加している。

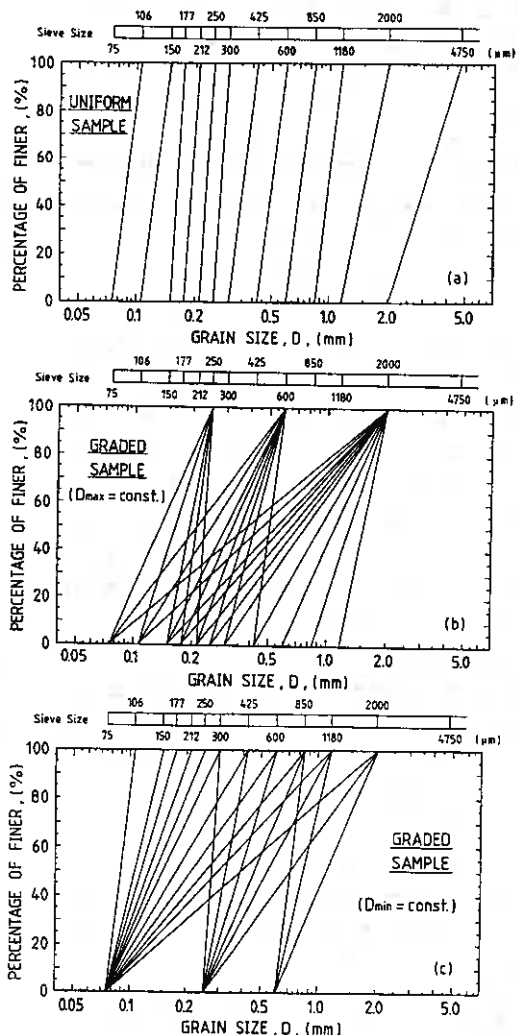


図2 粒度調整試料の粒度分布；(a) 均等，(b)，(c) 混合

4.2 最大・最小間隙比 図示していないが最大間隙比 e_{max} と最小間隙比 e_{min} の間にはかなり強い正の相関がみられ、これらは粒子形状や粒度分布によって決まり砂の一次的性質を間接的に示すパラメータであることが確かめられている⁵⁾。その e_{max} と e_{min} の関数である砂が取り得る間隙比の幅($e_{max} - e_{min}$)は土粒子骨格の変形の自由度に相当するパラメータであり、後述するように力学特性とよい対応関係が得られている。以下の考察では特にこのパラメータを中心に整理している。

図4は間隙比幅($e_{max} - e_{min}$)と角張り度 A_{2D} の関係を粒子寸法 D_{50} を介して示している。 $(e_{max} - e_{min})$ は A_{2D} が大きく、 D_{50} が小さいほど大きいことが分かる。また、図のみられるように A_{2D} の増加に対する $(e_{max} - e_{min})$ の増加の割合は D_{50} が小さいものほど高いことが著者らの一連の研究によってみだされたことの一つである。また、 e_{max} と e_{min} は均等係数 U_c が大きく粒度分布が良いと小さくなるが、 $(e_{max} - e_{min})$ と U_c の間には相関がみられなかった。

4.3 粒子破砕性 図5は粒子破砕指数 I_{cr} と角張り度 A_{2D} の関係を粒子寸法 D_{50} を介して示している。 I_{cr} は A_{2D} が大きく、 D_{50} が大きいほど大きいことが分かる。また、図が示すように A_{2D} の増加に対する I_{cr} の増加の割合は D_{50} が大きいものほど高いことが示されている。粒子寸法が大きいほど破砕性が高くなる傾向は、粒子の大きなものほど内部に多くの欠陥を含んでいることが理由とされている。図示されていないが、粒子が丸く硬いガラスビーズに破砕は認められなかった($I_{cr} = 0$)。一方、軽量骨材は粒子が脆弱にもかかわらず、それほど破砕性が高くないのは、球形で粒子同士の噛み合わせが悪いためであると考えられる。破砕性については、粒子個々の硬さが支配的と考えられるが、このようにせん断変形を受けるときの破砕には粒子相互の噛み合わせの影響も大きく、粒子形状が重要な要因となる。

5. 一次的性質の異なる砂の力学的性質 本節では、基本条件 $D_r = 70\%$ 、 $\sigma_c = 196kPa$ で得られた力学的性質相互の関係および力学的性質に及ぼす一次的性質の影響について検討している。図6は三軸圧縮試験で得られる変形・破壊挙動を示したもので、以下の考察で注目するパラメ

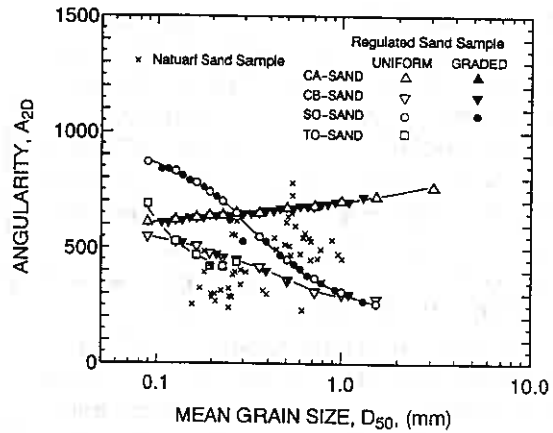


図3 実験試料の粒子形状の分布

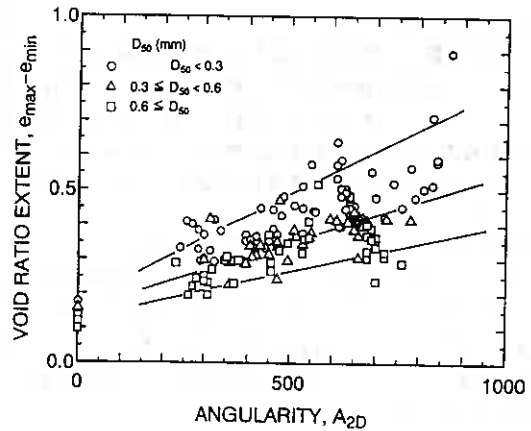


図4 間隙比幅に及ぼす粒子の角張り度の影響

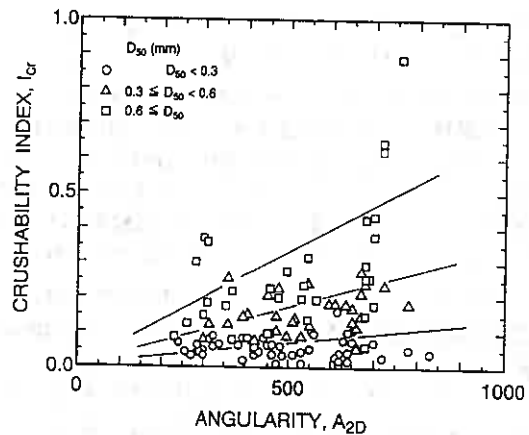


図5 粒子破砕性に及ぼす粒子の角張り度の影響

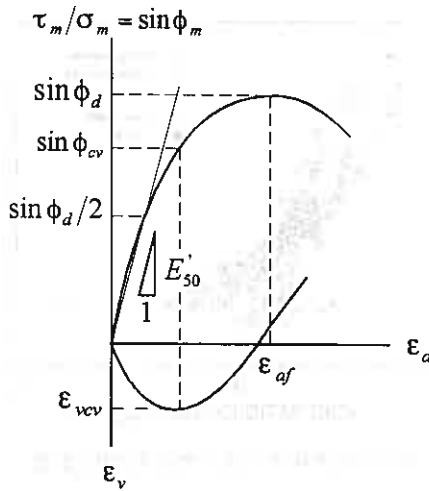


図6 力学パラメータの定義

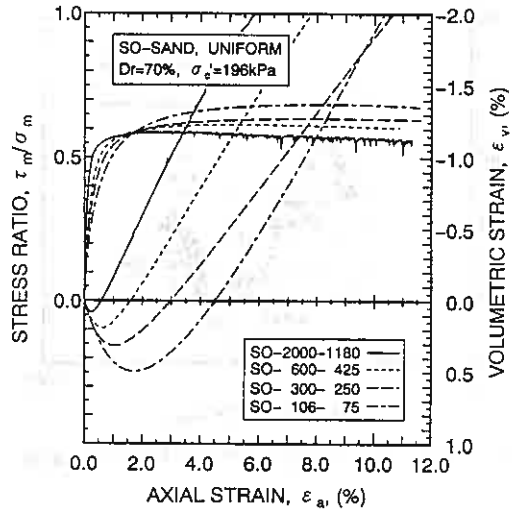


図7 一次的性質の異なる砂の応力ひずみ関係

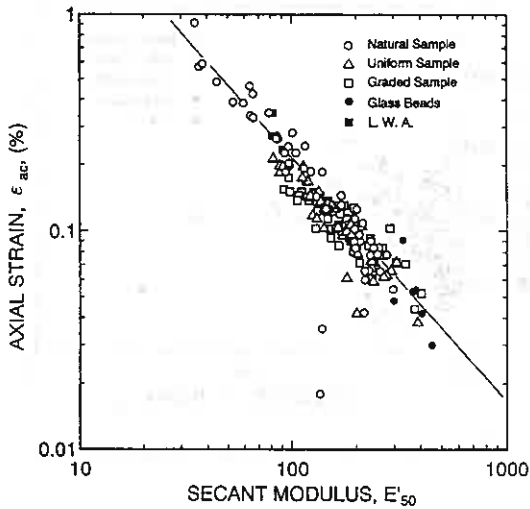


図8 等方圧縮時の変形と初期せん断剛性との強い相関性

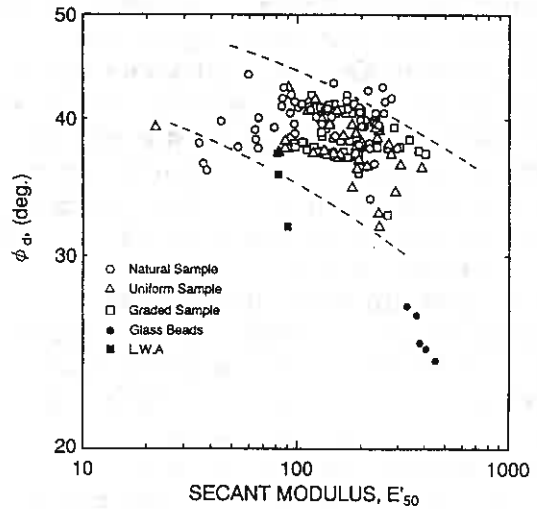


図9 内部摩擦角と初期せん断剛性における負の相関

ータを説明したものである。

5.1 変形・破壊挙動 試験で観察された均等粒径砂試料 (SO-SAND) の応力ひずみ関係を図7に示す。拘束圧、密度が同じであっても、応力ひずみ関係は砂の違いによって大きく異なっていることが分かる。また、図から分かるように応力ひずみ曲線が交差していることから、剛性が高いものほど強度が低くなっており、「硬い地盤ほど強い」といったことは必ずしもあてはまらないことが明らかである。以下、力学的性質相互の関係について検討する。

図8は等方圧縮時の変形量 ϵ_{ac} と正規化剛性 E'_{50} との関係を示している。両者の間には非常に良い負の相関関係が見られ、等方圧縮時に変形しやすい砂はせん断時においても変形しやすいことが明らかである。砂の変形・破壊挙動を説明するための力学モデルでは、圧縮時の変形とせん断変形とは別々のメカニズムに起因するものという考えからしばしば分離して数式化が行われるが、両者を統一して説明すべきであることを示唆している。また、おまかではあるが、 ϵ_{ac} と E'_{50} のどちらか一方の変形特性から他方の変形特性を推定することが可能であるといえる。

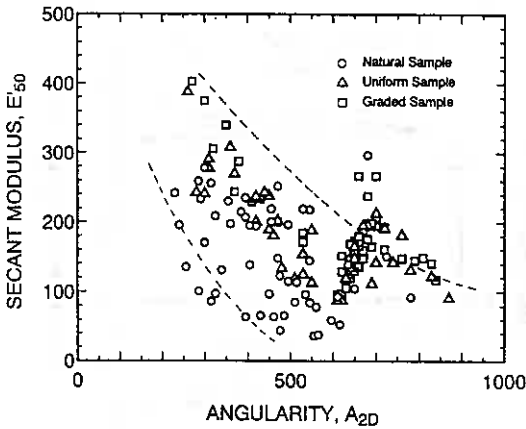


図 10 初期せん断剛性に及ぼす粒子の角張り度の影響

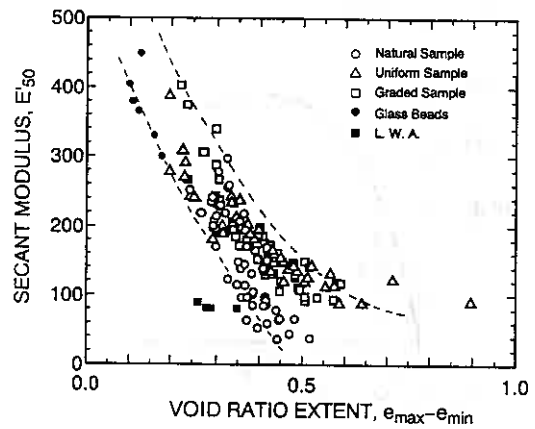


図 11 初期せん断剛性に及ぼす間隙比幅の影響

図 9 は破壊時の内部摩擦角 ϕ_d と正規化剛性 E'_{50} との関係を示しているが、両者の間には一般に信じられているような正の相関は認められず、負の相関関係があることが明らかである (図 7 参照)。特定の砂については、密度や拘束圧が変化した場合には剛性と強度の間には正の相関がみられるのだが、ここで示すように同一条件下においては逆の傾向が得られる。したがって、砂地盤の特性を評価する際には一次的性質を十分に考慮しなければ誤った判断を得る可能性があるといえる。

5.2 力学的性質に及ぼす一次的性質の影響

三軸試験で得られた力学的性質に及ぼす一次的性質の影響について検討する。ここでは、紙面の都合上初期せん断剛性 E'_{50} (図 10, 11, 12) とせん断強度 ϕ_d (図 13, 14) についてのみ結果を示すが、他の性質についての相互関係の検討結果は既報⁵⁾ に表でまとめられている。

図 10、11、12 はそれぞれ、せん断初期の正規化

剛性 E'_{50} と角張り度 A_{2D} 、間隙比幅 ($e_{\max} - e_{\min}$)、粒子破碎性 I_{cr} の関係を示している。角張り度 A_{2D} が大きくなると剛性 E'_{50} は低くなっているが (図 10)、これは粒子が角張っているほど粒子接点での不安定さが増加すること、また、接触部の隅角部での破碎のため変形し易くなっているものと考えられるが、図はかなりのバラツキを示している。そこで、一次的性質を反映し粒子骨格変形の自由度と関連付けられる間隙比幅 ($e_{\max} - e_{\min}$) で整理すると (図 11)、 E'_{50} と ($e_{\max} - e_{\min}$) とにはより明確な負の相関が得られ、間隙比幅が大きいほど剛性は低くなるのがわかる。したがって、間隙比幅を調べてやればその剛性はだまかではあるが剛性を推定できると考えられる。また、粒子破碎性については E'_{50} が比較的せん断初期の剛性であるため破碎が顕著ではなく影響はみられなかった。

図 13、14 はそれぞれ、破壊時の内部摩擦角 ϕ_d と間隙比幅 ($e_{\max} - e_{\min}$)、粒子破碎性 I_{cr} の関係を示している。間隙比幅との間には若干の正の相関が認められる。一方、粒子破碎性 I_{cr} との間にはより明瞭な負の相関がみられ、破碎性の高い砂ほど ϕ_d が小さいといつてよい。したがって、破碎性を調べることで破壊時の内部摩擦角のおおよその値を知ることが可能であると言える。

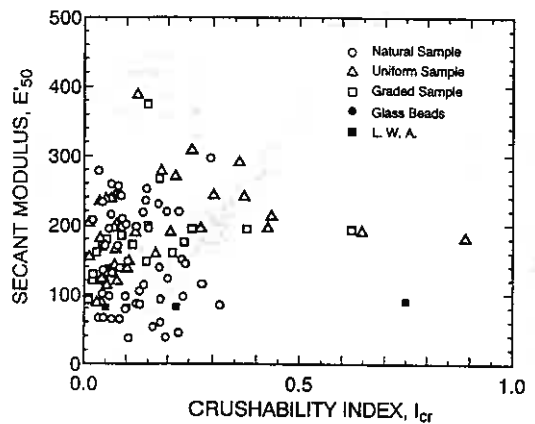


図 12 初期せん断剛性に及ぼす粒子破碎性の影響

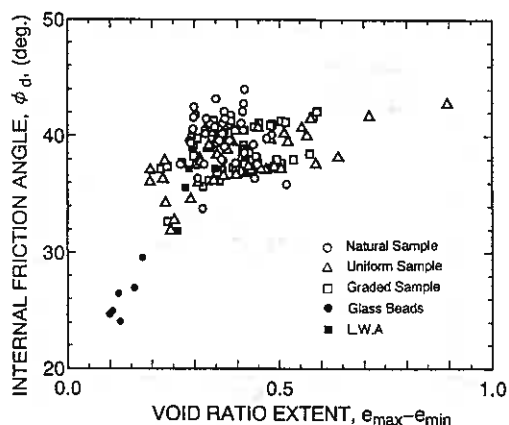


図 13 内部摩擦角に及ぼす間隙比幅の影響

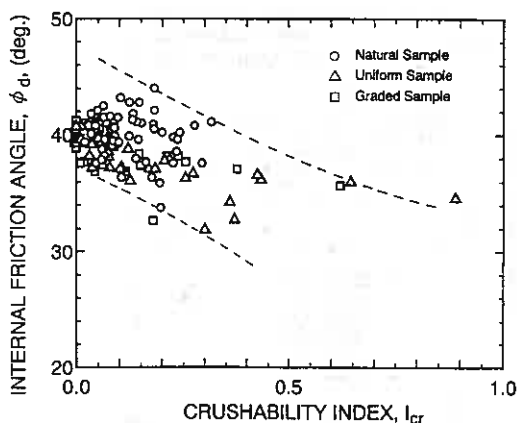


図 14 内部摩擦角に及ぼす粒子破砕性の影響

6. 砂の力学的性質の拘束圧依存性

一般に、砂の強度は粘着力 $c = 0$ で、破壊包絡線はMohrの応力図上で原点を通る直線になると考えられているが、実際には外側に凸な曲線状となる。このことは、地盤が深く高い拘束圧を受けると内部摩擦角 ϕ は低下する傾向を意味する。地盤の支持力に関してはこの影響は顕著である⁶⁾。

本節では、一定の相対密度 $D_r = 70\%$ の供試体について、49, 98, 196, 392kPaの異なる有効拘束圧 σ'_c について三軸試験を実施した。得られた変形・強度特性の拘束圧依存性の定量化を行うとともに砂の変形・強度特性の拘束圧依存性に及ぼす一次的性質の影響について検討している。

6.1 異なる拘束圧下における変形・破壊挙動 試験結果の一例として、均等粒径砂試料 (CA-300-250) における異なる拘束圧下での応力-ひずみ関係を図15に示す。同一の試料においては、有効拘束圧が大きくなる

ほど拘束圧で正規化した正規割線剛性 E'_{50} ($= E'_{50} / \sigma'_c$) は低くなり、破壊時の内部摩擦角 ϕ_d も低くなるという一般的な傾向が確かめられた。また、拘束圧が高いほど収縮量が増大し、ダイレイタンス特性は圧縮傾向が強くなるのがわかる。全ての試料において同様の傾向が得られた。以下、 E'_{50} と ϕ_d の拘束圧依存性を中心に検討する。

6.2 剛性の拘束圧依存性 拘束圧の増加に伴い、グラスビーズを含めた全試料において正規化割線剛性 E'_{50} は低下し、これは正規化していない割線剛性は拘束圧とともに増加するものの比例はしないことを意味している。

各試料における E'_{50} の拘束圧依存性を調べるために、 E'_{50} と拘束圧 σ'_c の関係を両対数で整理した。その例を図16に示す。両対数上では E'_{50} と σ'_c とは直線で近似しても差し支えないようであり、その回帰直線が図中に示されている。この傾きは試料によって大きく異なっており、拘束圧依存の程度が一次的性質の違いに依存することが伺える。そこで、この直線の傾きを次式で

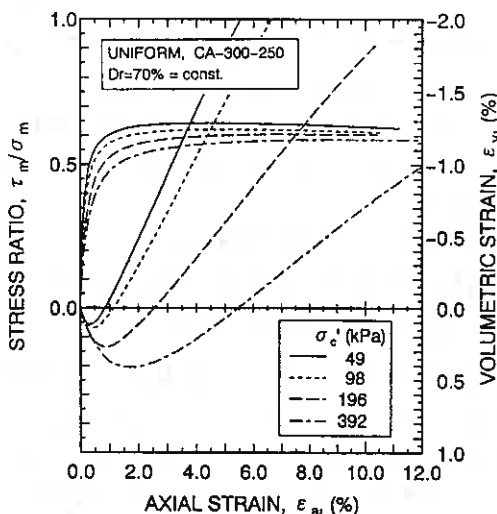


図 15 異なる拘束圧下における応力ひずみ関係

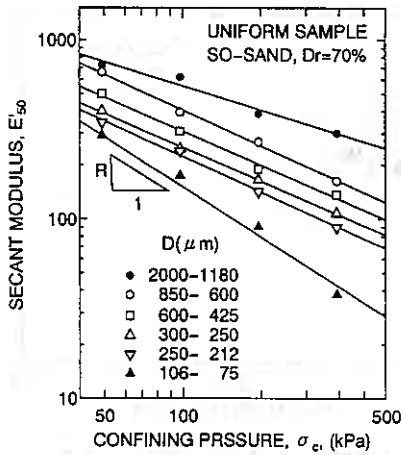


図 16 拘束圧の増加に伴う正規化剛性の低下

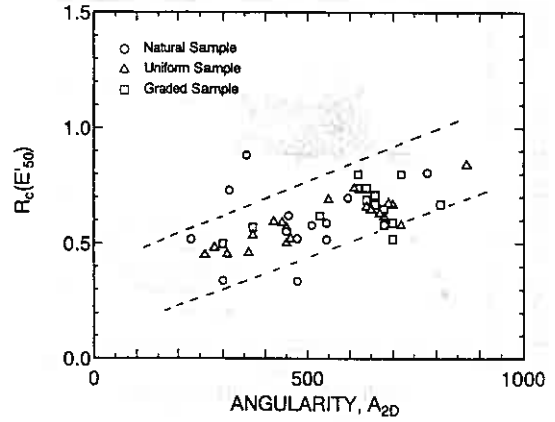


図 17 剛性の拘束圧依存性に及ぼす角張り度の影響

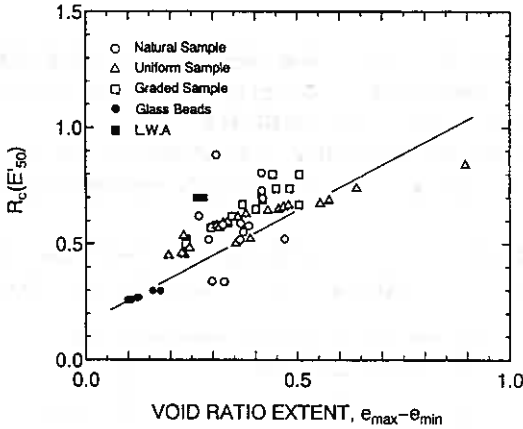


図 18 剛性の拘束圧依存性に及ぼす間隙比幅の影響

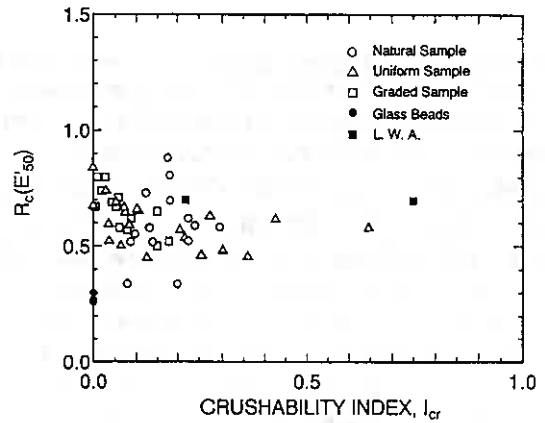


図 19 剛性の拘束圧依存性に及ぼす粒子破碎性の影響

定義し、それを E'_{50} の拘束圧依存性を表わすパラメータとして用いることにする。

$$R_c(E'_{50}) = -\Delta \log(E'_{50}) / \Delta \log \sigma_c \quad (1)$$

この $R_c(E'_{50})$ の値が大きいほど E'_{50} の拘束圧依存性が大きいことになる。図 17, 18 には $R_c(E'_{50})$ と角張り度 A_{2D} 、間隙比幅 ($e_{\max} - e_{\min}$) の関係を示している。 $R_c(E'_{50})$ の値は本研究で用いた試料において最大 2 倍程異なっている。また、 $R_c(E'_{50})$ は粒子形状から角張っているほど、また、間隙比幅が大きいほど E'_{50} の拘束圧依存性が大きく、特に間隙比幅との間には明瞭な正の相関関係が認められる。したがって、間隙比幅を知ることによって剛性の拘束圧依存の程度を知ることができることが分かった。また、図 19 に示すように $R_c(E'_{50})$ に及ぼす粒子破碎性 I_{cr} の影響は本研究の応力レベルにおいてはみられなかった。

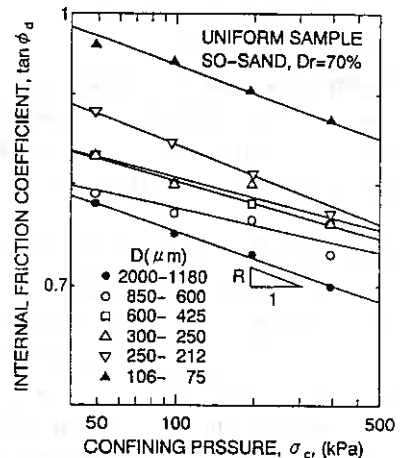


図 20 拘束圧の増加に伴う内部摩擦角の低下

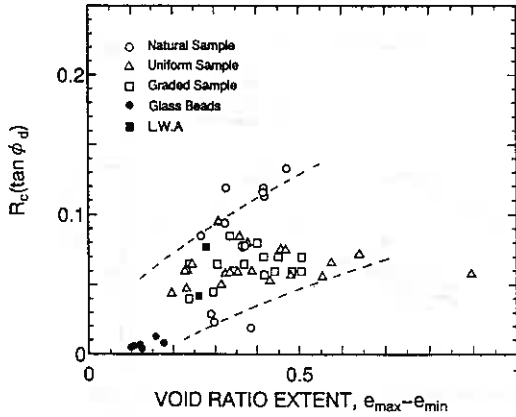


図 21 強度の拘束圧依存性に及ぼす間隙比幅の影響

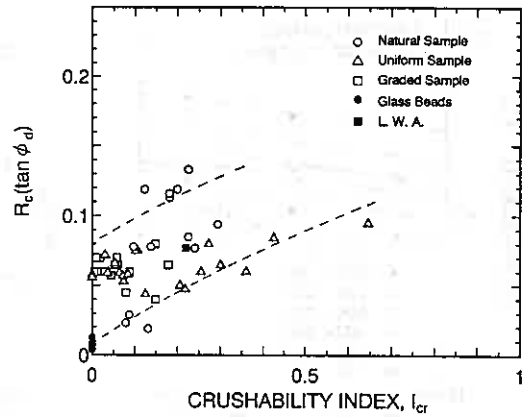


図 22 強度の拘束圧依存性に及ぼす粒子破碎性の影響

6.3 破壊強度の拘束圧依存性 拘束圧の増加に伴い、全試料において破壊時の内部摩擦角 ϕ_d は低下しており、一般には拘束圧の増加に伴う粒子間接点で生じる破碎による粒子間摩擦抵抗の低下が主要因と考えられている。しかし、破碎が認められないグラスビーズにおいても、 ϕ_d の低下が観察されることから変形特性の拘束圧に伴う変化に影響をもたらす粒子骨格構造状態の拘束圧依存性も関与しているものと考えられる。

各試料における ϕ_d の拘束圧依存性を調べるために、 E'_{50} の場合と同様の整理を行い(図20参照)を ϕ_d の拘束圧依存性を表わすパラメータを次式で定義する。

$$R_c(\tan \phi_d) = -\Delta \log(\tan \phi_d) / \Delta \log \sigma_c \quad (2)$$

この $R_c(\tan \phi_d)$ の値が大きいくほど ϕ_d の拘束圧依存性大きくなることになる。図21, 22には $R_c(\tan \phi_d)$ と間隙比幅($e_{max} - e_{min}$)と粒子破碎性 I_{cr} の関係を示している。

$R_c(\tan \phi_d)$ の値は試料によって大きく異なり、最大で0.14程度、また本研究で用いた試料間では10倍も差がある。また、 $R_c(\tan \phi_d)$ は間隙比幅が大きく、破碎性が大きいほど破壊時の内部摩擦角 ϕ_d の拘束圧依存性が大きくなる事が分かった。したがって、剛性 E'_{50} と同様に破壊時の内部摩擦角 ϕ_d の拘束圧依存性もその砂の間隙比幅を調べることで知ることができると分かった。

7. 砂の力学的性質の相対密度依存性 本節では、一定の拘束圧 $\sigma_c = 196kPa$ のもとで、50, 70, 90の3通りの異なる相対密度 D_r について三軸試験を実施し、砂の変形・強度特性の密度依存性に及ぼす一次的性質の影響について検討している。

7.1 異なる相対密度下における変形・破壊挙動 試験結果の一例として、均等粒径砂試料(CA-300-250)における異なる相対密度下での応力ひずみ関係を図23に示す。同一の試料においては、相対密度が大きくなるほど割線剛性 E'_{50} は高くなり、破壊時の内部摩擦角 ϕ_d も低くなるという一般的な傾向が確かめられた。また、相

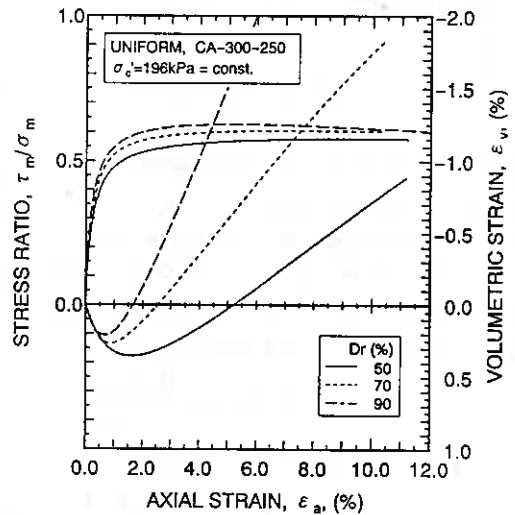


図 23 異なる相対密度下における応力ひずみ関係

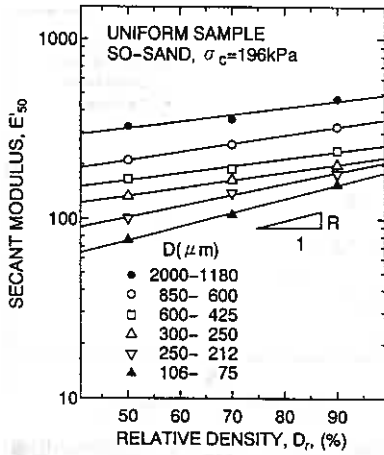


図24 相対密度の増加に伴う正規化剛性の増加

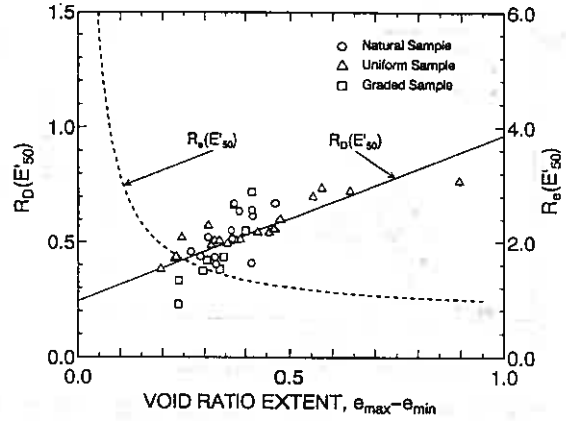


図25 剛性の相対密度依存性に及ぼす間隙比幅の影響

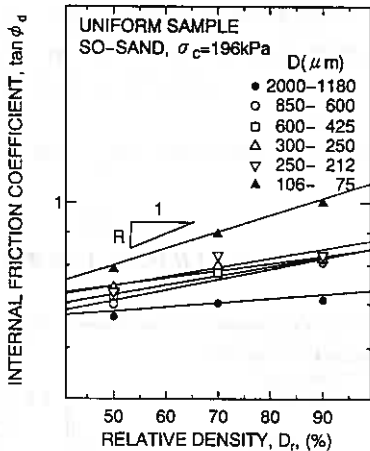


図26 相対密度の増加に伴う内部摩擦角の増加

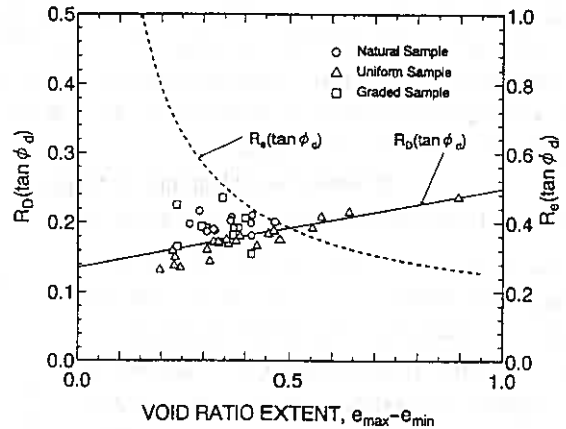


図27 強度の相対密度依存性に及ぼす間隙比幅の影響

対密度が高いほど収縮量が減少し、ダイレイタンスー特性は膨張傾向が強くなることが認められた。

7.2 剛性の密度依存性 相対密度の増加に伴って、構造状態が安定化し剛性が増加することが一般的に認められている。各試料における E'_{50} の相対密度依存性を調べるために、 E'_{50} と相対密度 D_r の関係を片対数で整理すると、図24に示すように E'_{50} と D_r とは直線で近似しても差し支えないようである。そこで、直線の傾きを次式で定義し、それを E'_{50} の相対密度依存性を表わすパラメータとして用いることにする。

$$R_D(E'_{50}) = \frac{\Delta \log(E'_{50})}{\Delta D_r \times 100} \quad (3)$$

また、 E'_{50} の間隙比依存性も同様に定義でき、次式のように表わせる。

$$R_e(E'_{50}) = \frac{\Delta \log(E'_{50})}{\Delta e} = R_D(E'_{50}) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad (4)$$

この $R_D(E'_{50})$ の値が大きいくほど E'_{50} の相対密度依存性が高いことになる。図25には $R_D(E'_{50})$ と $(e_{\max} - e_{\min})$ の関係を示している。 $R_D(E'_{50})$ の値は試料によって4倍程度異なっており、 $R_D(E'_{50})$ は間隙比幅が大きいくほど割線剛

性 E'_{50} の相対密度依存性が大きく、両者の間には明瞭な正の相関関係が認められることが分かった。図中にはそれを代表する関係が実線で示されているが、その直線が原点を通らず縦軸上に切片を持つため、間隙比依存性 $R_e(E'_{50})$ の代表的な値は式(4)を用いて図中の右下がりの点曲線で表わされる。間隙比依存性は間隙比幅が大きい砂ほど小さくなる。剛性の相対密度依存性、間隙比依存性は間隙比幅でかなり精度良く推定できることが示された。

7.3 強度の密度依存性 相対密度の増加に伴って、構造状態が安定化し強度が増加することが一般的に認められている。 E'_{50} の場合と同様に、図26を参考にして ϕ_d の相対密度依存性、間隙比依存性は次式で定義される。

$$R_D(\tan\phi_d) = \frac{\Delta \log(\tan\phi_d)}{\Delta D_r \times 100} \quad (5)$$

$$R_e(\tan\phi_d) = \frac{\Delta \log(\tan\phi_d)}{\Delta e} = R_D(\tan\phi_d) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad (6)$$

冒頭で記述したように密度で一義的に強度が決定できるとすれば図26中の直線は一直線で近似されることになるが、実際にはその傾きも砂によってかなり違うことが分かる。図27には $R_D(\tan\phi_d)$ と間隙比幅 $(e_{\max} - e_{\min})$ の関係を示している。 $R_D(\tan\phi_d)$ の値は試料によって最大で2倍程度異なっており、 $R_D(\tan\phi_d)$ は間隙比幅が大きいほど大きく、両者の間には明瞭な正の相関関係が認められることが分かった。また、図中にはそれを代表する関係が実線で示されているが、間隙比依存性 $R_e(\tan\phi_d)$ は間隙比幅が大きい砂ほど小さくなる。強度の相対密度依存性、間隙比依存性は間隙比幅でかなり精度良く推定できることが本研究で示された。

8. 結論

力学的性質に及ぼす一次的性質の影響を調べた結果得られた結論を簡単にまとめると以下ようになる。

- ・等方圧縮およびせん断時における変形・強度特性は密度から一義的に決定されるものではなく、一次的性質に依存して顕著に変化することが示された。変形特性とせん断強度はそれぞれ、一次的性質を良く反映した間隙比幅 $(e_{\max} - e_{\min})$ と粒子破碎性 I_p から大まかに推定できることが明らかになった。
- ・変形・強度特性の拘束圧依存性・密度依存性も砂の一次的性質に決定的な影響を受けることを明らかにするとともに、その程度は間隙比幅 $(e_{\max} - e_{\min})$ を知ることで合理的に把握できることが示された。

粘土の力学的性質は構成する粒子の化学的な性質すなわち一次的性質を強く反映した物となるが、例えば液性限界 w_L と塑性限界 w_p 、それらの関数である塑性指数 $I_p = w_L - w_p$ によって一次的性質の影響を代表させ、これらによって工学的分類を行ったり、圧縮性や強度の推定を行っている。一方、砂の場合は一次的性質が十分に考慮されていないのが現状であるが、粘土の塑性指数 I_p に対応する砂の間隙比幅 $(e_{\max} - e_{\min})$ に基づいて力学的性質のある程度把握することができることが明らかになった。

[参考文献]

- (1) 三浦、土岐、長谷川(1989)：“最大粒径と均等係数の異なる砂の変形・強度特性”：土質工学会北海道支部技術報告集、No. 29, pp. 41-50.
- (2) 三浦、松本、土岐(1990)：“砂のせん断強度について—安息角および粒子破碎性に着目して—”：土質工学会北海道支部技術報告集、No. 30, pp. 35-44.
- (3) 最上武雄(1969)：“土質力学”，技報堂，pp. 896-903
- (4) 前田、古川、三浦、土岐(1992)：“砂の粒子破碎性測定方法”：新しい土の物理試験方法に関するシンポジウム，pp. 121-128.
- (5) 三浦、古川、前田、土岐、高玉(1991)：“一次的性質の異なる砂の変形・破壊挙動”：第26回土質工学研究発表会，pp. 471-474.
- (6) 三浦、丸山、西村(1994)：“直接基礎支持力の拘束圧依存性のすべり線法による解析”：第29回土質工学研究発表会，pp. 1387-1390.

異なる室内せん断試験による種々の砂試料の変形強度特性

北見工業大学 正会員 ○ 山下 聡
 北海道大学大学院 学生会員 千葉 隆仁
 北見工業大学 高橋 卓也 平田 広昭
 佐々木智彦 山下 晋祐

1. まえがき

土の変形強度特性を室内試験から求める場合、粘着性のない砂質土では、三軸試験、一面せん断試験、単純せん断試験等が行われているが、同じ密度、同じ方法で供試体を作製しても用いる試験装置によって得られる土質定数が異なることが知られている。それは、1)試験装置によって試験時の応力状態が異なること、2)主応力方向と堆積方向が試験装置によって異なること、各試験装置のシステムコンプライアンス等によるものである。また、これらの試験装置は、主として0.1%程度以上のひずみでの単調載荷時の変形強度特性を求めるための静的試験装置と、1%以下の微小ひずみの繰返し変形特性または液状化強度を求めるための動的試験装置に大別され、それぞれ異なる目的を持つ試験装置として用いられている。ところが、求める土質定数に応じて2つの異なる試験装置を用いる必然性は全くなく、むしろ最近では1つの試験装置を用いて広い範囲のひずみレベルでの単調および繰返し載荷時の変形および強度特性を求めることが可能となってきている¹⁾。さらに、測定精度を向上させることによって単調載荷試験から得られる微小ひずみレベルでの変形係数 ($E_{s0.01}$, $G_{s0.01}$) は、繰返し載荷試験で得られる変形係数 ($E_{s0.1}$, $G_{s0.1}$) と一致することも認識されてきている¹⁾。

そこで本研究では、粒径および粒度分布の異なる数種の砂試料を用いて、三笠式一面せん断試験、三軸圧縮試験、中空ねじり試験を行い、それぞれの試験から得られる強度定数に及ぼす粒径および粒度分布の影響を調べた。さらに、三軸試験と中空ねじり試験により液状化試験と繰返し変形試験を行い、それぞれの試験から得られる土質定数の比較を行うとともに、単調載荷試験結果のみから、液状化強度や微小ひずみレベルでの繰返し変形特性をどの程度予測し得るのかについて検討した。

2. 試料および試験方法

用いた試料は、市販の珪砂 2～8号の7種と、粒度分布を変化させるために3種の珪砂(234, 456, 678, 357)を質量比 1:1:1 で混合した合計11種の試料である。試料の物理的性質を表-1に、粒度分布を図-1に示す。

表-1 珪砂の物理的性質

用いた試験装置は、改良型(三笠式)一面せん断試験装置、三軸試験装置、中空ねじり試験装置の3種類で、それぞれの試験装置の概要と試験方法は以下のものである。

一面せん断試験は、直径6cm、高さ2cmの円柱供試体を用いた。試験は、乾燥試料を用いて初期鉛直応力 $\sigma_v = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ で定圧および定体積試験(上下せん断箱間隔0.2mm、変位速度0.25mm/min)を行った。なお、せん断箱側面には摩擦低減層を施していない。

三軸試験は、直径7cm、高さ17cmの円柱供試体を用いた。

試料番号	ρ_s (g/cm^3)	U_c	D_{50} (mm)	F_c (%) ($\leq 75\mu\text{m}$)	e_{max}	e_{min}
No. 2	2.62	1.46	1.80	0.4	0.952	0.686
No. 3	2.62	1.27	1.25	0.2	0.953	0.680
No. 4	2.64	1.45	0.90	0	1.036	0.697
No. 5	2.61	1.38	0.60	0	1.053	0.665
No. 6	2.64	1.85	0.23	2.4	1.107	0.654
No. 7	2.65	2.54	0.13	15.4	1.178	0.633
No. 8	2.62	2.43	0.08	46.5	1.365	0.745
No.234	2.62	1.82	1.23	0.2	0.988	0.648
No.456	2.63	3.83	0.57	0.8	0.978	0.560
No.678	2.64	3.54	0.14	21.4	1.139	0.624
No.357	2.63	7.70	0.66	5.2	0.866	0.469

Deformation-strength characteristics of sands obtained from different shear tests:

Yamashita,S., Takahashi,T., Hirata,A., Sasaki,T., Yamashita,S. (Faculty of Eng., Kitami Institute of Technology),
 Chiba,T. (Faculty of Eng., Hokkaido University.)

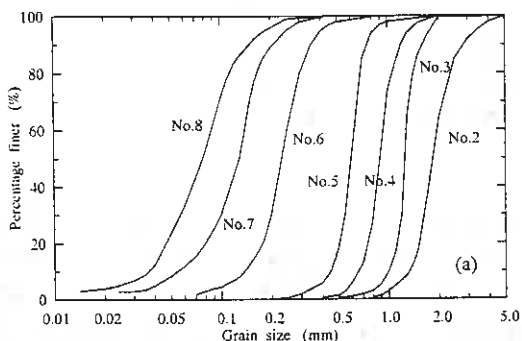


図-1(a) 珪砂の粒度分布

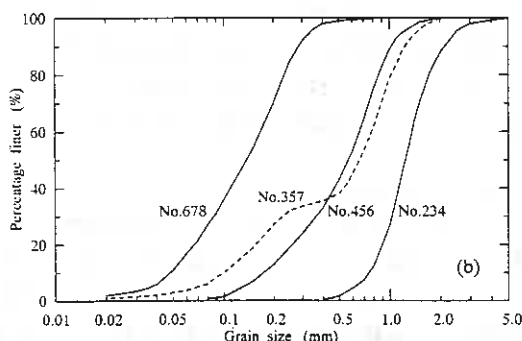


図-1(b) 混合珪砂の粒度分布

表-2 行った試験ケース

	D _r %	定数	2	3	4	5	6	7	8	2 3 4	4 5 6	6 7 8	3 5 7
一面せん断試験 (定圧試験)	40 %	φ _{ns}	51.6	48.2	46.4	41.4	38.3	35.2	36.1	49.8	38.0	32.6	33.4
	60 %	φ _{ns}	58.4	51.8	49.4	43.8	43.5	43.1	41.7	55.3	49.7	40.2	43.8
	80 %	φ _{ns}	59.5	54.6	53.7	54.0	53.3	51.2	47.9	56.7	59.2	48.2	53.7
三軸	単調(圧縮)	80 % φ _{rc}	38.9	38.7	39.2	40.1	40.4	41.3	41.9	38.1	39.2	40.5	37.3
	液状化	80 % R _{z0}	-	0.236	-	0.264	-	0.175	-	0.198	0.206	0.183	-
	(排水)繰返し変形 (非排水)	80 % E ₀	-	1910	-	1910	-	1730	-	-	-	-	-
		80 % G ₀	-	690	-	760	-	745	-	680	660	665	590
中空ねじり	単調載荷	80 % φ _{rs}	-	49.9	-	47.9	-	46.9	-	46.2	46.6	46.3	42.5
	液状化	80 % R _{z0}	-	0.367	-	0.383	-	0.217	-	0.250	0.267	0.217	0.122
	繰返し変形	80 % G ₀	-	870	-	940	-	810	-	745	845	780	670

一面せん断試験は一部定体積試験も実施している。R_{z0}: 載荷回数20回でDA=5%(ねじり試験ではDA=7.5%)の時の繰返し応力比、E₀, G₀: ε、またはγ=10⁻³での値(kgf/cm²)

試験は、CO₂および脱気水を用いて飽和させ、背圧1.0kgf/cm²、有効拘束圧1.0kgf/cm²で等方圧密した、単調載荷試験は、ひずみ速度0.5%/minで圧密排水圧縮試験を行った。

中空ねじり試験は、外径10cm、内径6cm、高さ20cmの中空円筒供試体を用い、三軸試験と同様にCO₂および脱気水を用いて飽和させ、背圧2.0kgf/cm²、有効拘束圧1.0kgf/cm²で等方圧密した。用いた試験装置が繰返し試験用のため、単調載荷試験は応力増分比一定で排水せん断した。

また、三軸および中空ねじり試験装置による液状化試験は、側圧一定の非排水条件で振幅一定、周波数f=0.1Hzの正弦波荷重(トルク)を与え行った。繰返し変形試験は振幅一定、周波数f=0.1Hzの正弦波荷重(トルク)を11サイクル与えた後、再び圧密し荷重(トルク)を増加させて変形特性を求めるステージ試験によって行った。繰返し載荷は、三軸試験では排水または非排水状態で、中空ねじり試験では排水状態で与えた。非排水状態で繰返し載荷を与える場合は、各ステージ間で排水を行い間隙水圧を消散させた。試験結果は繰返し載荷10サイクル目で求めた、等価せん断剛性率G₀(=Δτ/Δγ)によって整理した。三軸試験でのG₀は、下式よりポアソン比ν=0.5(非排水条件)と仮定して求めた。

$$G_{0,q} = \frac{E_{0,q}}{2(1+\nu)} \quad (1)$$

$$\gamma = (1+\nu)\epsilon \quad (2)$$

なお、中空ねじり試験装置を用いた単調載荷試験および三軸試験と中空ねじり試験による繰返し変形試験では、微小ひずみレベルの変形量はキャップの変位を非接触変位計で測定して求めている。

供試体は全ての試験で、電動バイブレータでモールドに振動を与え作製した。

せん断強度の比較を行う際は、(3)~(5)式を用いてせん断抵抗角を求めた。

1) 一面せん断試験 : $\phi_{DS} = \arctan(\tau_{max}/\sigma_v)$ (3)

2) 三軸圧縮試験 : $\phi_{TC} = \arcsin\{(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)\}_{max}$ (4)

3) 中空ねじり試験 : $\phi_{TS} = \arcsin\{(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)\}_{max}$ (5)

表-2に、行った試験と各試験で得られた代表的な土質定数を示している。

3. 強度特性の比較

図-2は、圧密後の相対密度 $D_{rc} = 80\%$ に調整した試料を用いた一面せん断試験 (DS試験)、三軸圧縮試験 (TC試験)、中空ねじり試験 (TS試験) で得られたせん断抵抗角と試料の平均粒径 D_{50} との関係を示したものである。一面せん断試験では、粒径が大きいくほど破壊時の ϕ_{DS} も大きくなっているが、三軸試験や中空ねじり試験ではその傾向は認められず、三軸試験では明らかに粒径の増加とともに ϕ_{TC} は逆に低くなっている。このように、行う試験によって得られるせん断抵抗角および粒径との関係が異なるのは以下のように考えられる。

三軸圧縮試験で粒径が大きいくほどせん断抵抗角が低下する一つの要因は、土粒子の破碎性によるものと考えられる²⁾。粒径が大きいくほど破碎性が高いためにせん断強度も低くなったと考えられる。また、中空ねじり試験では、三軸試験よりも高い強度を示しているが、これは等方圧密状態でねじり試験を行っているので、中間主応力係数 $b (=0.5)$ と主応力方向 $\alpha (=45^\circ)$ の相違によるものであろう³⁾。

図-3は、平均粒径がほぼ等しい No. 5, 456, 357 砂に対する各試験でのせん断抵抗角を試料の均等係数 U_c との関係で示したものである。三軸およびねじり試験では均等係数が大きいほどすなわち粒度分布が良いほどせん断抵抗角は低くなっている。しかし、一面せん断試験では均等係数による明確な傾向は認められない。

このように、三軸試験や中空ねじり試験で得られるせん断抵抗角は、試料の物理的性質に応じて同様な傾向を示すが、一面せん断試験では全く異なる傾向を示している。これは以下に示す一面せん断試験の試験装置自身の特性によるものである。

図-4は、今回用いた三笠式一面せん断試験装置の概略図である。本試験装置では供試体に加わる鉛直応力を固定箱側の加圧軸で測定している (図-4の①)。一面せん断試験では、供試体が体積変化する際に側面に摩擦が生じ、せん断面上の鉛直応力 (図-4の②) と加えた鉛直応力が異なることが指摘されている⁴⁾。特に密な砂試料の場合には、せん断面上の鉛直応力が加えた応力よりも大きくなり非常に大きなせん断強度が得られることが指摘されている⁵⁾。

図-5は、一面せん断試験と三軸試験におけるせん断応力ピーク時の鉛直変位および体積ひずみと平均粒径の関係を示している。三軸試験では、粒径の相違による体積ひずみの変化は少ないが、一面せん断試験では、粒径が大きいくほど体積の膨張量が大きくなる⁶⁾ のに対し、本試験ではせん断箱間隔を全ての試料で 0.2mm としている。したがって、粒径の大きな試料ほどせん断層はせん断箱間隔よりも大きくなりせん断箱内で発生する割合が増加する。そのため、体積

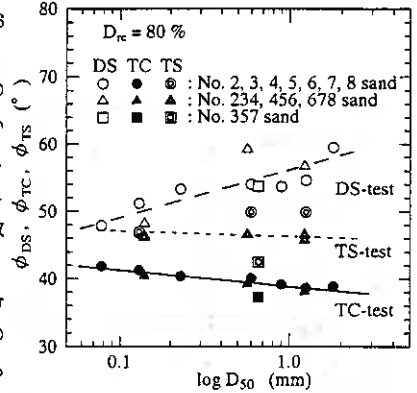


図-2 各試験による ϕ_r と D_{50} の関係

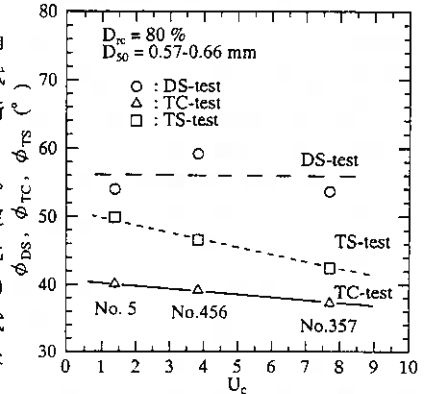


図-3 各試験による ϕ_r と U_c の関係

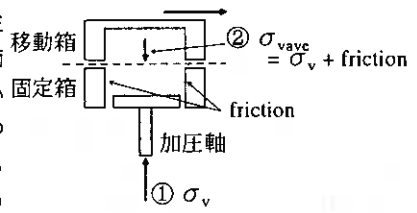


図-4 三笠式一面せん断試験機の概略図

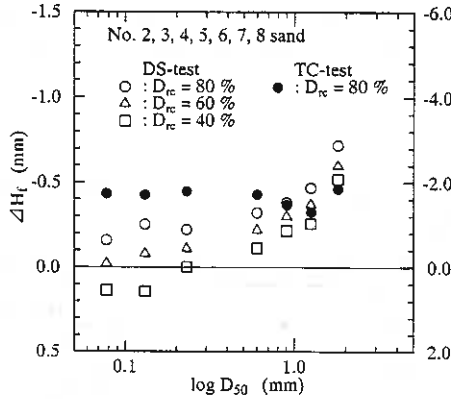


図-5 破壊時の体積変化と D_{50} の関係

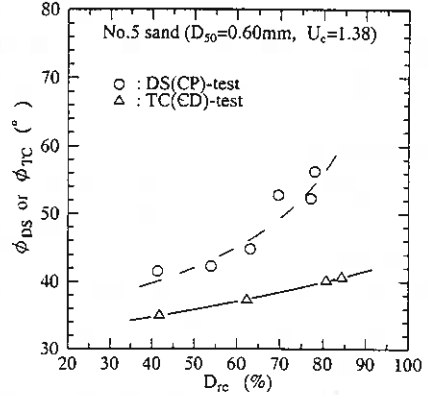


図-6 三軸と一面試験による ϕ_r と D_{rc} の関係

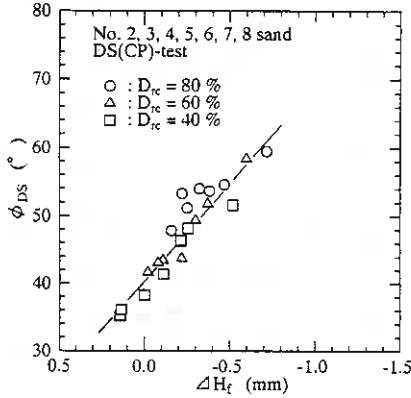


図-7 一面せん断試験の ϕ_{Ds} と ΔH_f の関係

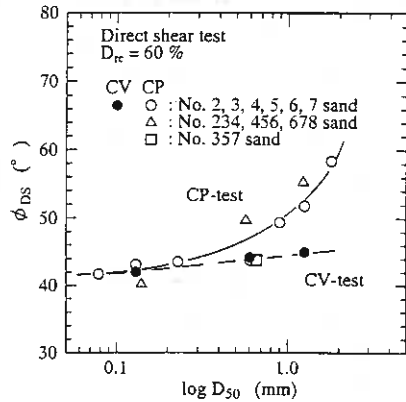


図-8 定圧試験と定体積試験の比較

の膨張量が大きくなり側面摩擦も増大し、せん断面上には加えた鉛直応力よりも大きな鉛直応力が発生しせん断強度が増大したと考えられる。

図-6は、No. 5砂を用いて密度を変化させた場合の一面せん断試験と三軸圧縮試験による強度を比較している。密度が低くなると三軸試験と一面せん断試験の差も小さくなっている。これは、密度が低くなると一面せん断試験での体積膨張量が小さくなり、側面摩擦の影響が小さくなるためと考えられる。図-7には、一面せん断試験によるせん断抵抗角と破壊時の鉛直変位量の関係を示しているが、せん断応力ピーク時の体積膨張量が大きいほどせん断抵抗角も大きくなっている。また、一面せん断強度は密度変化よりも体積変化傾向に大きく依存していることも分かる。したがって、供試体の体積変化が生じる定圧一面せん断試験において、鉛直応力を加圧軸で測定した場合には、せん断箱側面での摩擦によりせん断強度を正確に評価できないことが推察される。

そこで、せん断中に供試体の体積変化を生じさせない定体積 (CV) 試験 ($D_{rc}=60\%$) を行って定圧 (CP) 試験と比較した。定体積試験では、厳密にせん断面付近で体積変化が生じていないとは言えないが、少なくとも定圧試験よりも側面摩擦の影響ははるかに小さいと考えられる。図-8に示すように、定体積試験の場合は定圧試験に見られるような粒径の増加に伴うせん断抵抗角の急激な増加は見られない。また、図-5に示したように、せん断応力ピーク時の鉛直変位が収縮側になる平均粒径がおよそ0.1mm以下 ($D_{rc}=60\%$) では、定圧試験と定体積試験結果がほぼ一致している。

このように、鉛直応力を加圧軸側で測定する定圧一面せん断試験では、特に体積が膨張する密な砂試料お

よび供試体径に比較して粒径の大きな試料を用いた場合、側面摩擦によって得られるせん断強度は過大に評価される。しかし、摩擦の影響の少ない定体積試験を行うことによって一面せん断試験においてもより信頼性の高いせん断強度を求めることができると言える。

4. 液状化強度特性

次に、三軸試験と中空ねじり試験により液状化試験を行い、両試験による液状化強度の比較および液状化強度に及ぼす粒径、粒度分布の影響、単調載荷試験との比較を行った。

図-9は、No. 3, 5, 7砂での三軸試験 (CTX) と中空ねじり試験 (CTS) による液状化強度を比較したものである。粒径の小さなNo. 7砂 ($D_{50}=0.13\text{mm}$) では、両試験による液状化強度の差は小さいが、粒径の大きな試料ほど三軸試験よりも中空ねじり試験による液状化強度の方が高くなっている。三軸試験とねじり試験による液状化強度の関係は、供試体の堆積構造によって変化する⁷⁾が、今回の試験では供試体の作製方法は同一であるので堆積構造は砂の種類によってそれほど変化しないと考えられる。したがって、粒径の相違による両試験の液状化強度の変化は、主に三軸 (中実) 供試体とねじり (中空) 供試体で供試体体積に対するメンブレンの表面積が占める割合が異なるため、メンブレンペネトレーション (MP) の影響が異なることによるものであろう。図-10には、三軸供試体で等方除荷時の土骨格の体積ひずみは軸ひずみの3倍として求めたメンブレン貫入量⁸⁾を示したものである。粒径が大きいくほどMP量がはるかに大きくなっていることが分かる。

図-11は、載荷回数20回で両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ (ねじり試験ではせん断ひずみ $DA=7.5\%$) の時の繰返し応力比 R_{20} と平均粒径との関係を示したものである。液状化強度と平均粒径との関係において、均等係数の小さなNo. 3, 5, 7砂では、三軸試験と中空ねじり試験による液状化強度は同様な傾向を示しているが、MPの影響により中空ねじり試験による液状化強度の方がその変化が大きい。また、均等係数の異なる混合珪砂では、同じ平均粒径でも液状化強度は異なっている。そこで、平均粒径がほぼ等しいNo. 5, 456, 357砂で均等係数と液状化強度を比較したのが図-12である。均等係数と

液状化強度の関係は、明らかに均等係数が大きいほど液状化強度が低くなっている。ここで、それぞれの試料のMPの影響を調べるために、図-13に示すように時松ら⁹⁾によるメンブレンコンプライアンス比 C_{RM} を求めた。

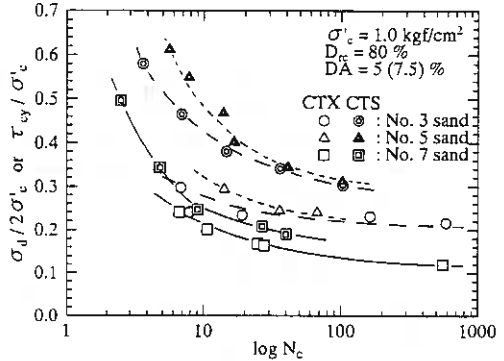


図-9 三軸とねじり試験による液状化強度の比較

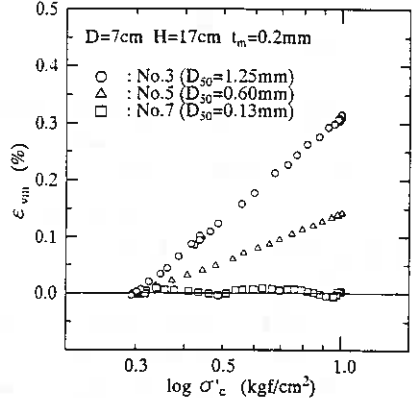


図-10 No. 3, 5, 7砂のMP量

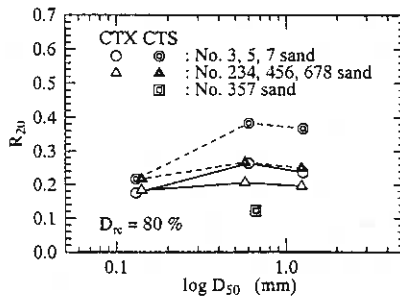


図-11 液状化強度と D_{50} の関係

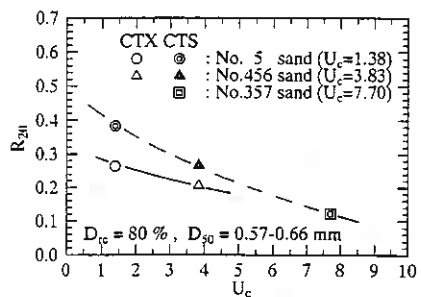


図-12 液状化強度と U_c の関係

$$C_{RM} = d\varepsilon_{vm} / d\varepsilon_v \quad (6)$$

ここで、 $d\varepsilon_{vm}$: 等方除荷時のMPによる体積変化

$d\varepsilon_v$: 等方除荷時の土骨格の体積変化

図に示すように、平均粒径が等しい場合、粒度分布が異なっても C_{RM} の値はほぼ等しくMPの影響は粒度分布によらないことが分かる。したがって、図-12に示した液状化強度の相違はMPの影響ではないと言える。ここで、液状化とは繰返し载荷に伴って間隙水圧が発生し有効応力が低下するため起きる現象である。したがって、土のダイラタンシー特性と密接に関係している。このダイラタンシー特性は単調载荷試験での体積変化特性から評価することもできる。そこで、単調载荷試験での体積変化特性と液状化強度の比較を行った。図-14は、単調载荷試験で最大体積収縮時の体積ひずみ ε_{vcv} と液状化強度 R_{20} との関係を示したものである。単調载荷試験での体積収縮量が大きいほど液状化強度も低くなっている。このように単調载荷試験での体積変化特性と液状化強度は密接に関係していることから、単調载荷試験結果から液状化強度をある程度推定することができると言える。

5. 繰返し変形特性

次に、三軸試験と中空ねじり試験により繰返し変形試験を行い、両試験によるせん断剛性率に及ぼす粒径、粒度分布の影響、単調载荷試験との比較を行った。

図-15は、No. 3, 5, 7砂での三軸試験と中空ねじり試験によるせん断剛性率 G_{eq} のひずみ依存性を示したものである。粒径の大きな試料ほど三軸試験よりも中空ねじり試験によるせん断剛性率が高くなっている。これは、三軸試験では非排水条件でポアソン比 $\nu = 0.5$ と仮定してせん断剛性率 G_{eq} を求めているが、粒径が大きな試料では三軸試験を非排水条件で行うと、微小ひずみレベルにおいてもMPの影響が大きく、 ν が0.5よりも低くなるためと考えられる¹⁰⁾。したがって、MPの影響がなければ三軸試験とねじり試験によるせん断剛性率はほぼ一致すると考えられるので、以下ではねじり試験結果のみを用いて比較を行う。

図-16は、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-5}$ におけるせん断剛性率と平均粒径との関係を示したものである。図-17は、均等係数との関係を示したものである。なお、本試験では全ての供試体の相対密度を80%としているが、せん断剛性率は相対密度よりも間隙比に依存するとされている¹¹⁾ので、間隙比の関数 $f(e) = \{2.17 \cdot e\} / (1+e)$ でせん断剛性率を正規化して示している。図-16の平均粒径との関係においては、せん断剛性率との相関は認められないが、図-17の均等係数との関係においては、均等係数が大きいほどせん断剛性率は低くなっている。岩崎ら¹¹⁾によれば均等係数の小さいきれいな砂のせん断剛性率は、拘束圧 1.0 kgf/cm^2 で $\gamma = 10^{-5}$ の場合、 $f(e)$ で正規化すると $G_{eq} = 850 \text{ kgf/cm}^2$ であるとされており、今回の試験結果の最大値とほぼ一致する。これらのことから、砂のせん断剛性率は間隙比が等しい場合、岩崎らが指摘しているように粒径よりも粒度分布に大

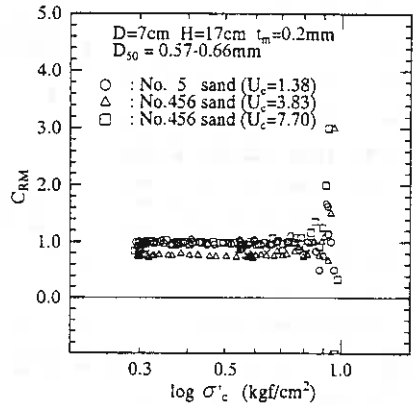


図-13 均等係数の異なる砂の C_{RM}

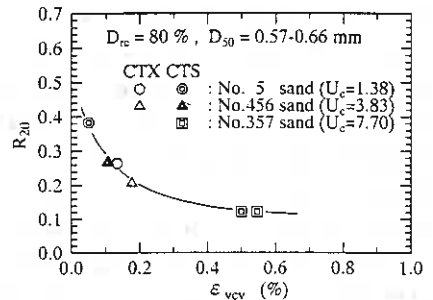


図-14 液状化強度と単調载荷試験での ε_{vcv} の関係

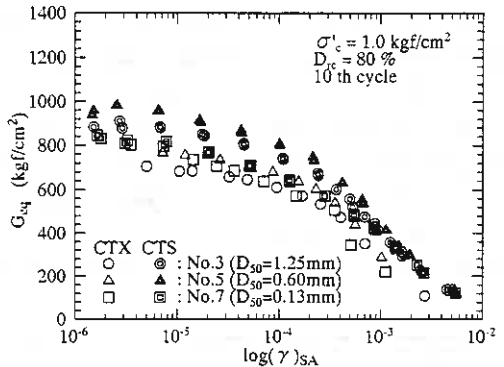


図-15 三軸とねじり試験によるせん断剛性率

大きく依存することが分かる。

次に、単調載荷試験と繰返し載荷試験を比較する。繰返し載荷試験において微小ひずみレベルではほぼ弾性的な挙動を示すが、このような微小ひずみレベルでの変形係数（弾性

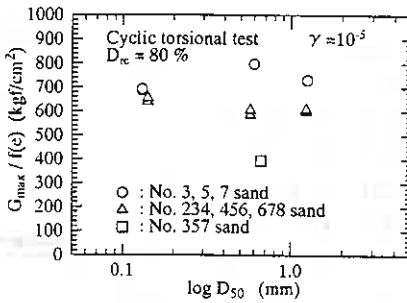


図-16 せん断剛性率とD₅₀の関係

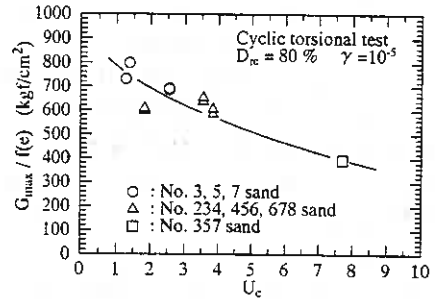


図-17 せん断剛性率とU_cの関係

係数)は、荷重および変位の測定精度を上げることによって単調載荷試験においても測定することが可能である。図-18(a)~(c)は、平均粒径のほぼ等しいNo. 5, 456, 357試料での繰返し載荷試験(G_{cyc})と単調載荷試験(G_{mon})を比較したものである。図より微小ひずみで得られる変形係数は、繰返し載荷試験から得られる変形係数にほぼ一致している。ただし、単調載荷試験で得られる変形係数は、繰返し載荷試験によって得られる変形係数よりも低下するひずみレベルが小さく、単調載荷試験でのひずみ依存性は繰返し載荷試験よりも大きいことが分かる。また、図-19は、繰返し載荷試験と単調載荷試験で得られた $\gamma = 10^{-6}$ でのG_{max}を比較したものである。試料の種類によらず、両試験による微小ひずみレベルでの変形係数は一致しており、G_{max}は、単調載荷試験の測定精度の向上によって繰返し載荷試験を行わなくても求めることができると言える。

また、単調載荷試験を行うことによって微小ひずみでの変形係数G_{max}と破壊強度 τ_{max} を1つの供試体から求めることもできる。そこで、単調載荷試験結果のみから変形係数のひずみ依存性を(7)式に示すH-Dモデル¹²⁾を用いて求め、繰返し載荷試験での実測値と比較した。

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + |\gamma / \gamma_r|} \quad (7)$$

$$(\gamma_r = \tau_{max} / G_{max})$$

図-20に示すように、単調載荷試験結果から予測した繰返し載荷時のG/G_{max}~ γ 関係は、均等係数の小さなNo. 5砂では繰返し載荷試験の実測値と比較的一致しているが、均等係数が大きくなるとH-Dモデルによるひずみ依存性は実測値よりも低下割合が低い。しかし、少なくとも微小ひずみレベルでの変形係数は単調載荷試験と繰返し載荷試験で一致することから、今後ひずみレベ

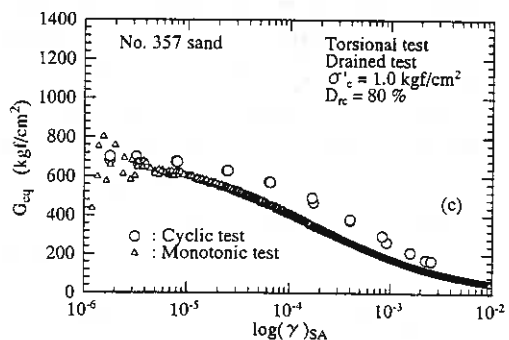
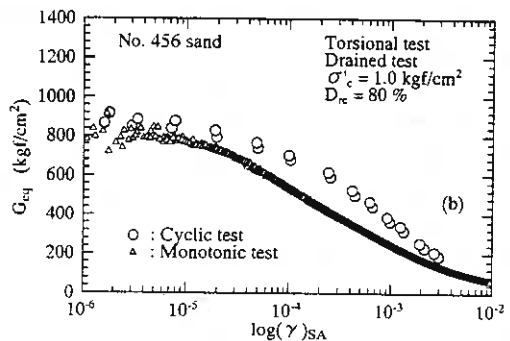
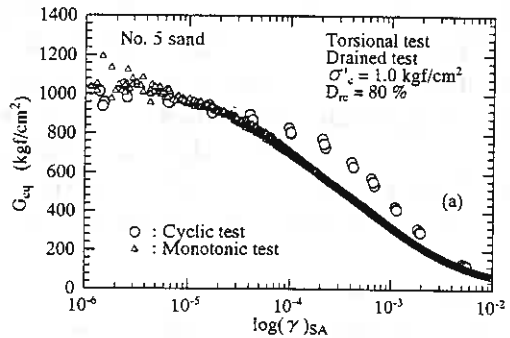


図-18 単調と繰返し載荷試験の比較
(a)No.5砂(b)No.456砂(c)No.357砂

ル依存性に均等係数等をパラメータにすることによって単調載荷試験結果のみからある程度の変形係数のひずみ依存性を予測することは可能のようである。

6. 結論

粒径および粒度分布の異なる数種の砂試料を用いて、一面せん断試験、三軸試験、中空ねじり試験を行った結果、以下のよう結論が得られた。

(1) せん断強度特性

1) 三軸試験および中空ねじり試験から得られるせん断抵抗角は、粒径が大きな試料ほど、均等係数が大きな試料ほどやや低くなる。

2) 定圧一面せん断試験では、密な試料ほど、粒径の大きな試料ほど側面摩擦の影響のため過大なせん断強度が得られる。

3) 側面摩擦の影響が小さい定体積一面せん断試験を行うことによって、より信頼性の高いせん断強度を求めることが出来る。

(2) 液状化特性

1) 相対密度が等しい場合、液状化強度は平均粒径にはあまり依存しないが、均等係数が大きくなると液状化強度は低下する。

2) 単調載荷時の体積変化特性から液状化強度の推定が可能である。

(3) 繰返し変形特性

1) 微小ひずみレベルのせん断剛性率は、均等係数が大きいほど低くなる。また、ひずみレベル依存性は均等係数が大きいほど高くなる。

2) 単調載荷試験と繰返し載荷試験の G_{max} は、粒径や粒度分布によらず一致する。

《参考文献》

- 1) Tatsueka, F. and Kohata, Y. (1995): Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Pre-failure Deformation of Geomaterials (IS-Hokkaido'94), Vol.2.
- 2) 三浦・長谷川・松本・土岐 (1990): 砂の力学的性質に及ぼす粒子形状および粒度分布の影響, 北海道大学工学部研究報告, No.149, pp.11-24.
- 3) Pradhan, T.B.S. (1989): The behavior of sand subjected to monotonic and cyclic loadings, Dr.Eng.Thesis, Kyoto Univ.
- 4) 井上 (1964): 砂の直接せん断に関する研究, 土木学会論文集, Vol.101, pp.15-24.
- 5) 北島・渋谷・三田地 (1992): 砂の一面せん断強度に及ぼす上下せん断箱間隔の影響, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp.567-568.
- 6) 上野・田崎・吉田・横山 (1994): 一面せん断試験機を用いた二種の粒状体に発生するせん断層幅の測定, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.439-440.
- 7) Yamashita, S. and Toki, S. (1993): Effects of fabric anisotropy of sand on cyclic undrained triaxial and torsional strengths, Soils and Foundations, Vol.33, No.3, pp.92-104.
- 8) Vaid, Y.P. and Negussey, D. (1984): A critical assessment of membrane penetration in the triaxial test, Geotechnical Testing Journal, Vol.7, No.2, pp.70-76.
- 9) Tokimatsu, K. and Nakamura, K. (1986): A liquefaction test without membrane penetration effects, Soils and Foundations, Vol.26, No.4, pp.127-138.
- 10) 山下・土岐 (1994): 砂の繰返し非排水三軸変形試験に及ぼすメンブレンペネトレーションの影響, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.767-770.
- 11) Iwasaki, T. and Tatsueka, F. (1977): Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp.19-35.
- 12) Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972): Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Proc. of ASCE, Vol.98, No. SM7, pp.667-692.

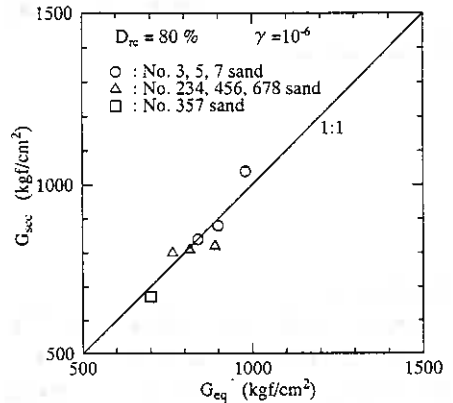


図-19 単調と繰返し載荷試験での G_{max} の比較

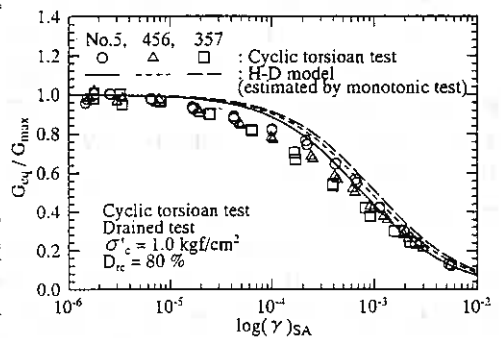


図-20 繰返し載荷試験と H-D モデルの比較

北海道火山灰土の繰返し非排水強度に及ぼす応力履歴の影響

室蘭工業大学 工学部 正 員 三浦 清一
室蘭工業大学 大学院 学生員 ○阿曾沼 剛
㈱地崎工業 技術開発室 正 員 八木 一善
室蘭工業大学 工学部 正 員 磯崎 真一
専修大学北海道短期大学 正 員 川村 志麻

1. まえがき

北海道では新第三紀から第四紀にかけて激しい火山活動が起こり、それらの噴火にともない火山灰、軽石、スコリアなど種々の火山砕屑物が生成されている。これらの火山砕屑物はその生成過程により降下生成物と流下生成物に大きく分類されるが、堆積構造、構成要素、分布地域、風化の程度などが大きく異なるためその力学的性質は極めて複雑である。一方、このような火山灰土は有効な工学的材料として多用されているが、シラスや泥炭などに比べて工学的な見地に立った研究は非常に限定されている。したがって、支持地盤としての火山灰土に与えられている土質力学的な説明はかなり立遅れているといえる。

このような背景から、筆者らはいくつかの道内の火山灰土について、軸対称三軸試験および平面ひずみ試験を行い火山成粗粒土の静的ならびに動的力学特性の解明を進めている^{1) 2)}。ここでは、いままでの研究に使用した火山灰土の他に、道東地区の代表的な火山灰土を研究対象に加えて、一連の研究を行った。この火山灰は1994年10月4日に発生した北海道東方沖地震の際に、中標津町の住宅地で広範な液状化を見せた摩周火山噴出物と同一のものである。

本論文では、特に過圧密履歴による液状化強度と粒子破碎特性の変化を調べるために行った一連の繰返し非排水三軸試験の結果を中心として議論する。試験結果によれば、過圧密による液状化強度増加率（正規圧密供試体に対する過圧密供試体の液状化強度の比）はクリーンな砂と同様^{3) 4)}に過圧密比とユニークな関係にあるが、過圧密比の増加に伴う液状化強度の増加は破碎の卓越する火山灰土において特に顕著であることが示された。また、過圧密履歴による粒子破碎特性の変化が定量的に明らかにされている。

2. 試験に用いた試料

試験で用いた火山灰土は、①沙流郡門別町富川、②茅部郡森町姫川、③標津郡中標津町西武佐で採取されたもので、それぞれ支笏、駒ヶ岳、摩周の降下性生成物で形成されている。各サンプリングサイトを図-1に示す。以下では、それぞれの試料を富川火山灰土、森火山灰土、中標津火山灰土と略称する。各火山灰の生成過程^{5) 6) 7)}の概要は次のようである。

富川火山灰土

これは支笏第一テフラ (Spfa-1) に属するとされている。およそ3.1~3.4万年前に支笏カルデラから噴出した大規模テフラで降下軽石 (Spfa-1) と火砕流堆積物 (Spf1) から主に構成されている。噴出源は、支笏カルデラ内にあることは確かだが、

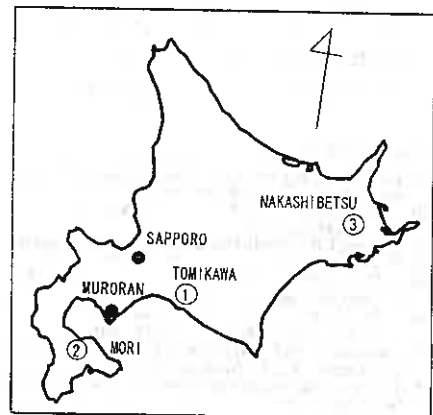


図-1

特定部分に限られるのか、複数の火口の活動なのかは不明である。分布領域は、石狩平野から十勝平野まで広い範囲に分布することが知られていたが、最近の研究によれば道東、道北、また太平洋海底にまで分布することがわかった。支笏カルデラから東南東に分布主軸をもち、渡島半島を除く北海道全域、北西太平洋とオホーツク海に分布する。

森火山灰土

駒ヶ岳降下砕積物 (K_0-d) からなる火山灰である。 K_0-d 降下軽石堆積物は本分布域において最も厚く堆積するもので、上部細粒質火山灰からなる K_0-d_1 層と下部軽石からなる K_0-d_2 層とに2分される。噴出年代は1640年(寛永17年)である。 K_0-d_2 層の降灰軸は北西～南東方向であるとされている。本層は4つのfall unitからなり、下部は粗粒、上部は細粒の軽石からなる。層厚及び軽石の粒径として、森で100～200cm(粒径1～5cm)、八雲町落部で50cm前後(0.1～0.3cm)、八雲で20cm(0.1～0.2cm)、砂原で50～100cm(0.5～2.0まれに4.0cm)、七飯町で20cm(0.1～0.2cm)である。一方、 K_0-d_1 層の降灰軸は K_0-d_2 層と同様、北西～南東方向である。本層は3つのfall unitに区分される細粒火山灰からなる。層厚は森町白川で20cm、函館、木古内、長万部で3～5cmとなっている。

中標津火山灰土

摩周降下堆積物 ($Ma-1$) から構成されているものであって、摩周火山噴出物の上部層に属するものである。噴出年代は、1.1～1.3万年前であると推定されている。降下軽石層を主とし下部に火山灰層を2層伴っている。このうち上部を $Ma-1_1$ 、下部を $Ma-1_2$ および $Ma-1_3$ と呼んでいる。分布軸として $Ma-1_1$ は従来 $Ma-1$ とされた降下軽石層であり、中標津付近を通過してほぼ西方へ延び西春別～中西別以南には分布しない。中標津町計根別付近で層厚約100cm、軽石径4cm以下で、表面はごつごつしてつぶれやすい。軽石層は上部が赤褐色、下部が乳黄褐色になっている

ことが多く、両者の境界は波状である。

これらの火山灰土のうち森火山灰土の構成粒子は破砕しにくく、富川火山灰土は顕著な粒子破砕性を示すことが明らかにされている¹⁾。また後述のように、中標津火山灰土は富川火山灰土よりもさらに粒子破砕しやすい試料であることがわかっていて、表-1、図-2は、各火山灰土と比較のための豊浦標準砂の物理特性、粒径加積曲線を示している。各火山灰土の粒径を比較すると、中標津火山灰土は富川火山灰土、森火山灰土よりかなり粗粒であることが示されている。また、細粒分はいずれも2%以下と極めて少ないようである。

3. 試験方法

本試験で用いた供試体(φ70mm、H=170mm)は、多重ふるい落下法(MSP法)により作成され、

表-1

SAMPLE NAME		TOMIKAWA	MORI	NAKASHIBETSU	TOYOURA
SPECIFIC GRAVITY		2.22	2.82	2.51	2.64
DRY DENSITY (g/cm ³)	MAXIMUM	0.549	1.589	0.514	1.639
	MINIMUM	0.433	1.249	0.409	1.336
GRADATION	D ₁₀ (mm)	1.10	0.54	4.6	0.18
	U _c	2.8	2.3	5.1	1.3
FINER FRACTION(%) (≦75μm)		1.0	0.2	1.6	0

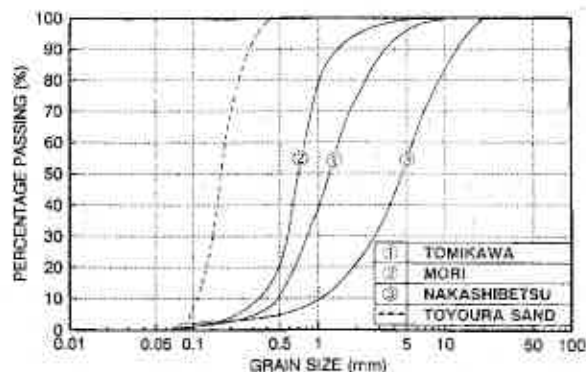


図-2

その目標密度は原位置のそれになるように設定されている。供試体を三軸セル内に設置し、CO₂、脱気水を通した後、196kPaのバックプレッシャーを供給することにより飽和させている。この方法によりすべての供試体の間隙水圧係数B値は確実に0.96以上を得ている。

過圧密履歴は、図-3に示す応力経路で与えている。すなわち所定の過圧密比OCR = $\sigma'_{pc}/\sigma'_{c} = (1, 2, 3, 5, 5)$ に対応する先行圧密圧力 σ'_{pc} で等方圧密を与えたのち(この時、体積ひずみの変化率が $8.3 \times 10^{-3}\%$ /min以下になった時を先行圧密完了とした)、有効拘束圧 $\sigma'_{c} = 49\text{kPa}$ のもとで等方的に膨張させたのち(5時間)、

載荷周波数0.1Hzで一連の繰返し非排水三軸試験を行った。なお、試験結果は、次の応力・ひずみパラメーターによって整理されている。

$$q = |\sigma'_a - \sigma'_r| \quad \text{: 偏差応力}$$

$$p' = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3 \quad \text{: 平均有効主応力}$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad \text{: 体積ひずみ}$$

$$\sigma_d = |\sigma_a - \sigma_r|/2$$

$$DA = \text{両振幅軸ひずみ}$$

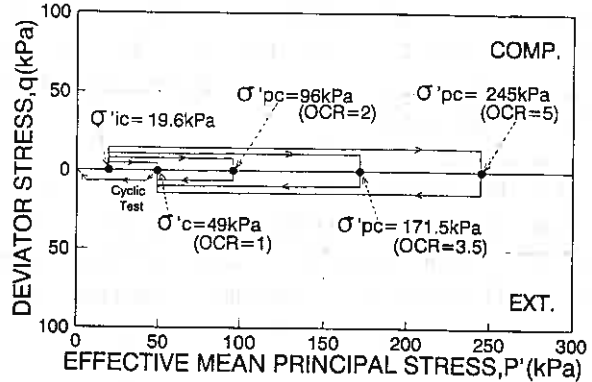


図-3

ここで、 σ'_a : 軸方向有効主応力
 σ'_r : 半径方向有効主応力
 ε_a : 軸方向主ひずみ
 ε_r : 半径方向主ひずみ

4. 試験結果と考察

4-1 繰返し非排水せん断挙動

図-4は、富川、森および中標津火山灰土の繰返し非排水三軸試験($\sigma'_{c} = 49\text{kPa}$)から得られた液状化強度線を示している。図-4(a)は正規圧密状態にある試料の両振幅軸ひずみDA=5%、における繰返し応力比と繰返し回数の関係を示している。図-4(b)は過圧密比が5の時の同様な関係である。ただし中標津火山灰はDA=5%以前にネッキングのため破壊しているので、DA=4%で整理している。正規圧密状態にある北海道火山灰の液状化強度はほぼ似たような関係にあるが、過圧密履歴を受けることによってその強度値は非常に異なった値に変化していることがわかる。

図-5は、任意の過圧密状態にある富川、森および中標津火山灰土の繰返し非排水三軸試験($\sigma'_{c} = 49\text{kPa}$)の結果を正規圧密状態のそれと比較して示したものである。図は両振幅軸ひずみDA=1, 2, 5%が生じたときの繰返し回数Nc(中標津火山灰土は、1, 2, 3、

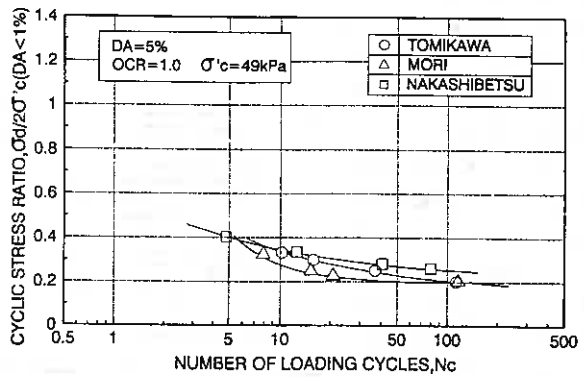


図-4(a)

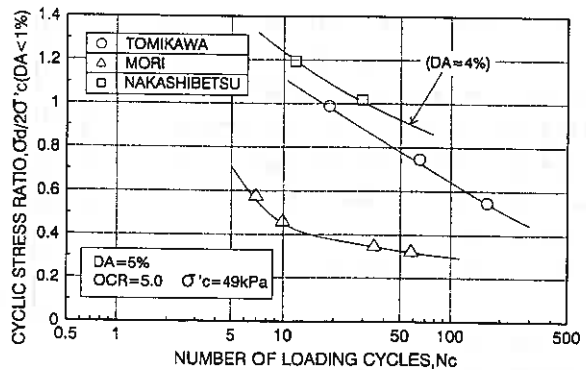


図-4(b)

4%で整理している)と、DA=1%に至るまでの繰返し応力比の平均値 ($\sigma_d/2\sigma'_c$) との関係で整理している。図より、どの火山灰においても過圧密による液状化強度の増加が認められる。特に富川火山灰土と中標津火山灰土は、森火山灰土と比較して先行圧密圧力 σ'_{pc} の増加による液状化強度の増加が顕著である。

図-6は、各火山灰土の過圧密比1.0と5.0における代表的な有効応力経路および応力-ひずみ関係を表している。OCR=1の有効応力経路は、第一波目の載荷段階から高い過剰間隙水圧の蓄積が見られるが、OCR=5の場合は応力比が高いにも関わらず過剰間隙水圧の蓄積が緩やかで、過圧密を受けることによる間隙水圧挙動の変化が明瞭に表れている。またOCR=1の場合には、いずれの試料においても第一波目の過剰間隙水圧が伸張側で卓越する挙動を示し、これらの傾向は森火山灰土と中標津火山灰土においても同様に認められる。また偏差応力0時に有効平均主応力が0点に戻らない傾向がみられ、いわゆる初期液状化には至っていない。このことは、特にOCRの増加とともに顕著となるようであり、富川火山灰土、中標津火山灰土でも明確に現れている。この原因としては、構成粒子の粗い火山成粗粒土において無視できないメンブレン貫入の影響と土粒子構造の変化の影響などが考えられるが、現在のところ明確な説明をするには至っていない。

次に、繰返し変形挙動につい

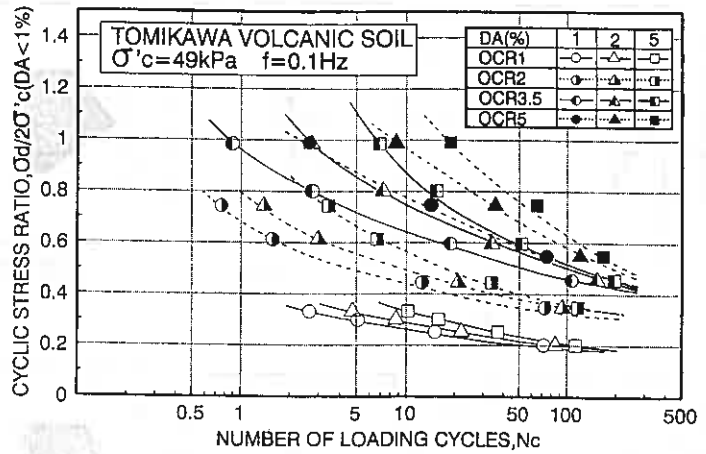


図-5 (a)

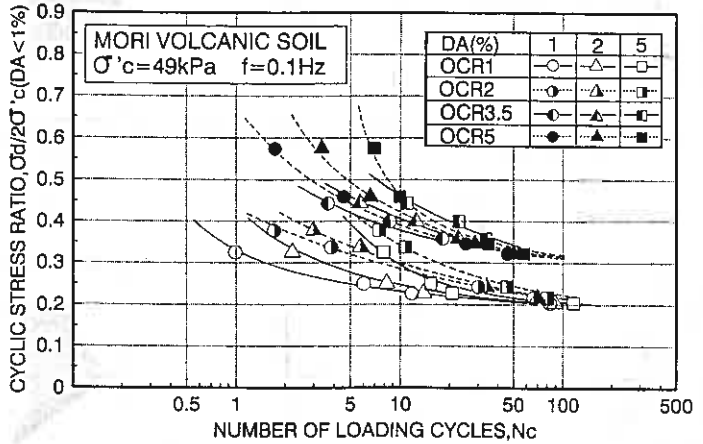


図-5 (b)

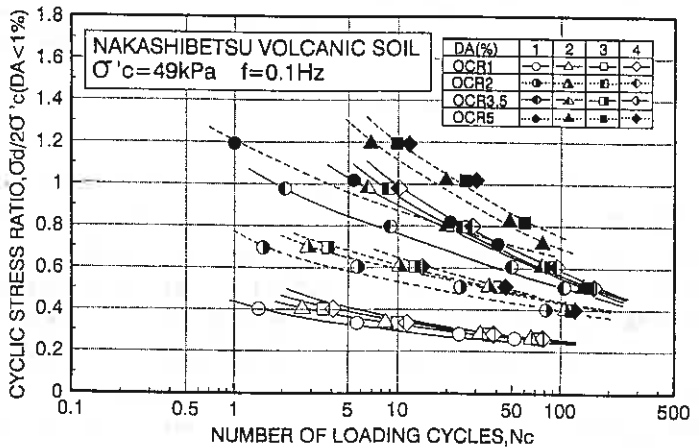


図-5 (c)

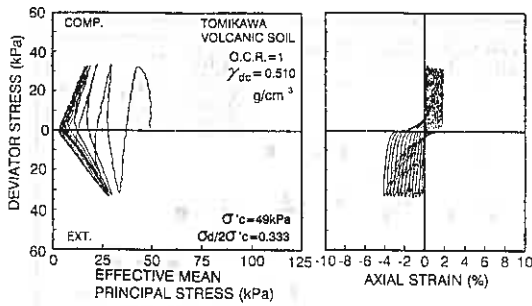


図-6 (a)

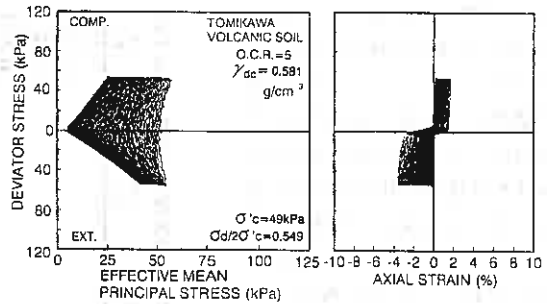


図-6 (b)

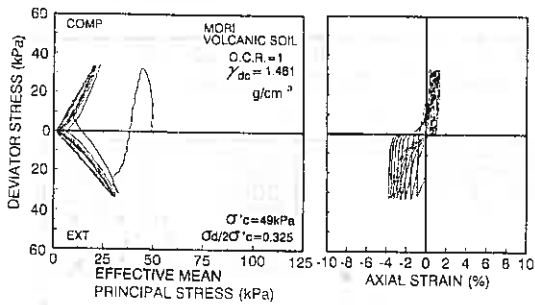


図-6 (c)

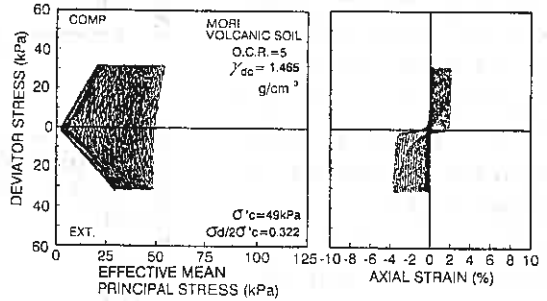


図-6 (d)

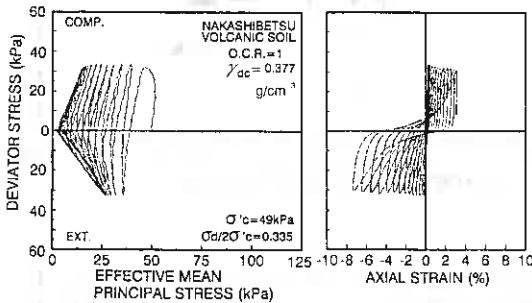


図-6 (e)

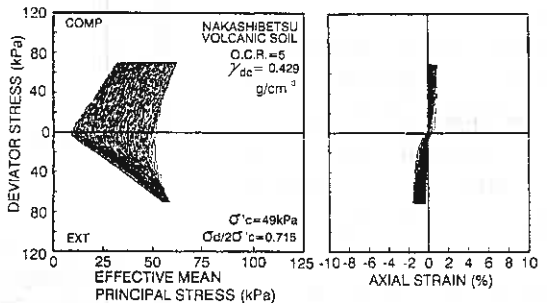


図-6 (f)

て述べる。中標津火山灰土のOCR=5ではネッキング破壊のため3%以下の軸ひずみ情報しか得られていないため直接比較ができないが、いずれの火山灰土においても間隙水圧挙動と同様に、OCRの違いに関わらず軸ひずみの発生が圧縮側よりも伸張側で卓越するという初期構造の異方性を示している。このことは、多重ふるい落下法(MSP法)によって作製された供試体⁶⁾が自然堆積地盤に類似した初期構造の異方性(粒子が堆積する際にその長軸を水平方向に卓越的に配列するという傾向)を保有していることを反映している。

図-7は、繰返し載荷中の過剰間隙水圧の挙動を明らかにするために、各火山灰土のデータより、横軸に繰返し回数を $DA=5\%$ (中標津火山灰土のOCR=5では2%を採用)で正規化した値(繰返し回数比)と縦軸に過剰間隙水圧を有効拘束圧 $\sigma'_c=49$ kPaで正規化して示したものである。各火山灰土を比べた場合、OCR=1では繰返し回数が少ない段階で過剰間隙水圧が上昇し、初期液状化の状態に近づいているのに対

し、OCR=5では過剰間隙水圧が徐々に上昇していく様子が見られる。これらの相違は、供試体密度の変化による破壊モードの違いや繰返し応力比の違いだけでは説明しきれない過圧履歴によるものである。また図7に示されたようにどの火山灰土についても過剰間隙水圧比が完全に1にはなっていない。

図-8は、軸ひずみの発生挙動を示すために横軸に繰返し回数をDA=5%の繰返し回数で正規化した値(繰返し回数比)と縦軸に両振幅軸ひずみDAをDA=5%で正規化した値(軸ひずみ比)を示した図である。OCR=1では徐々に軸ひずみ比が上昇するのに対し、OCR=5では緩い砂の特徴であるひずみ振幅の急激な上昇を示していることがわかる。このことは繰返し応力比がほぼ同じ値の森火山灰土を比較すると明らかである。

4-2 OCRによる繰返し非排水強度の変化

過圧密による液状化強度の増加を定量的に示すため、強度増加率と過圧密比の関係をまとめたのが図-9(a)~(e)である。ここで、強度増加率Rsは所定のDA、Ncにおける*過圧密供試体の液状化強度/正規圧密供試体の液状化強度*で定義される。繰返し回数10回あるいは20回にDA=1, 2, 3, 4, 5% (中標準火山灰土はDA=1, 2, 3, 4%)が生ずる時の強度増加率Rsと過圧密比OCRの関係を両対数軸上にプロットすると一つの直線関係で表すことができることがクリーンな砂についての研究^{11, 2)}から明らかにされてい

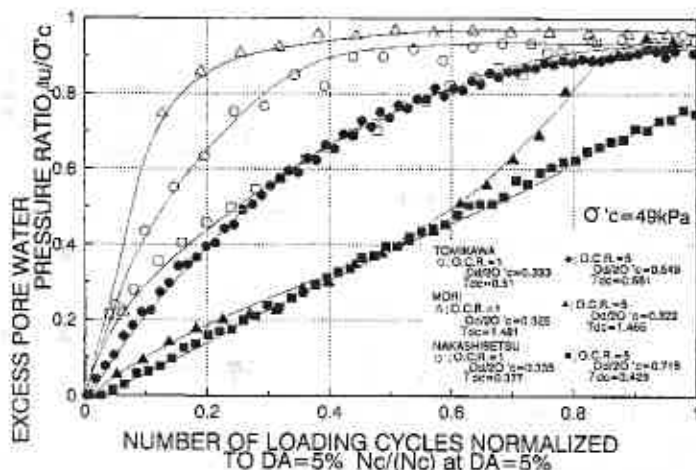


図-7

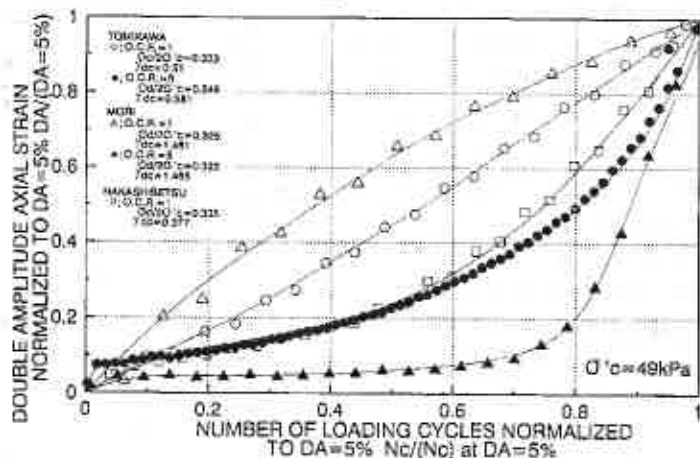


図-8

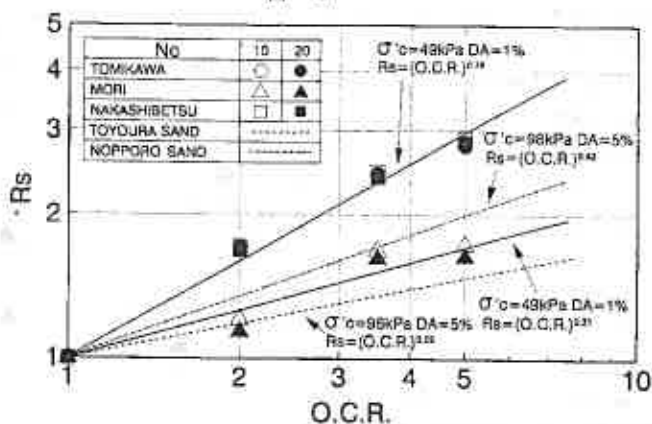


図-9(a)

る。この直線関係は $R_s = (O.C.R.)^m$ で定式化することができ、直線勾配 m が過圧密による液状化強度の増加割合を意味することになる。図に示されているように富川火山灰土では $m = 0.76$ 、森火山灰土では $m = 0.31$ 、中標津火山灰土では $m = 0.76$ を得ることができる。また、比較のために豊浦砂 ($m = 0.25$)⁴²⁾ と、野幌砂 ($m = 0.43$)⁴³⁾ に対するラインも併記している。なお、これらの値は有効拘束圧 $\sigma'_c = 98 \text{ kPa}$ に対するものであって本研究の $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$ とは異なっていることに注意する必要がある。豊浦標準砂の $\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$ については現在試験中である。

これらの図から、森火山灰土の強度増加率は豊浦砂や野幌砂のようなクリーンな砂のそれと大きな違いはない。一方、富川、中標津火山灰土の強度増加率は、森火山灰土や砂質土と比べて極めて高い値を示している。ただし、火山灰土では圧密・過圧密過程でもたらされる密度変化が大きいことから、その影響を無視できないことに注意する必要がある。このことについては次節で述べる。

4-3 過圧密による密度変化

過圧密履歴による供試体密度の変化を定量化するため、先行圧密 ($\sigma'_c = 49 \text{ kPa}$) 後の乾燥密度 γ_{pc} と、除荷終了後の乾燥密度 γ_{dc} を調べた。

具体的には、先行圧密に伴う密度変化率 $\Delta \gamma_d$ は $(\gamma_{pc} - \gamma_{dc}) / \gamma_{dc}$ によって表される。ここで、正規圧密の場合は $\gamma_{pc} = \gamma_{dc}$ である。図-10から、先行圧密圧力が増加すると供試体密度も増加することが示されているが、中標津火山灰土については特に密度の増加が顕著で、 $O.C.R. = 5$ では $O.C.R. = 1$ に比べ約18%の密度増加が認められる。これは他の試料より比較的に脆弱な粒

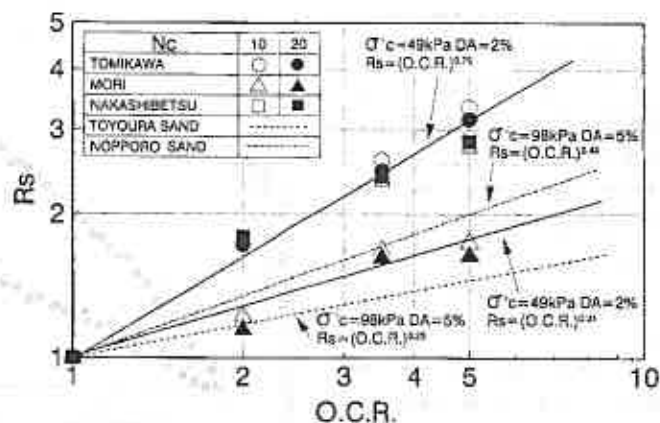


図-9 (b)

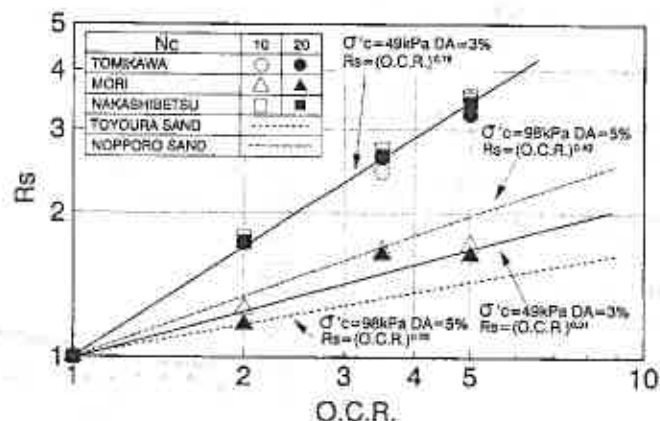


図-9 (c)

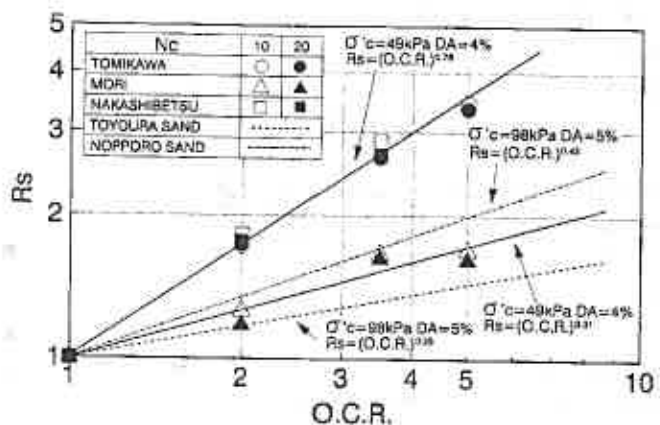


図-9 (d)

子からなっているため、圧密圧力の増加にともなう粒子の破砕による間隙の減少の影響が大であると思われる。よって、前述の間隙水圧、軸ひずみ挙動の変化にはこの過圧密履歴による密度変化が大きく影響し、液状化強度を増大させる要因の一つとなっていると予想される。一方、森火山灰土では $O.C.R. = 5$ に至るまでの密度増加が1%以下であり、変化率が極めて少ない。また、富川火山灰土はこれら2つの火山灰土の中間的なものとなっている。なお、全データの算術平均による除荷終了・繰返しせん断開始直前の供試体密度のばらつきは、富川火山灰土で0.532±9%、森火山灰土で1.448±3%、中標津火山灰土で0.398±13%となっている。

各火山灰土の除荷終了・せん断開始時の軸ひずみ (ϵ_a) と体積ひずみ (ϵ_v) の関係を図-11に示した。森火山灰土は ϵ_a 、 ϵ_v の値が1%程度と非常に小さい。一方、富川火山灰土と中標津火山灰土は過圧密比が大きくなるに従って ϵ_a と ϵ_v が増加し、特に中標津火山灰土の収縮量が著しく大きくなる。もし供試体が等方圧密状態にあって $M.P.$ の影響がない場合、等方圧密条件下では $3\epsilon_a = \epsilon_v$ の関係を満足するはずである。図より富川火山灰土と中標津火山灰土の ϵ_v と ϵ_a はこれらの関係を示さず、かなり異方的な挙動となっている。

4-4 粒子破砕の影響

既往の研究¹⁰⁾によれば、一般に火山灰質粒状体は土粒子自身が脆く破砕されやすいので、粒子破砕がその力学特性におよぼす影響は極めて大きい。さらに、粒子破砕性は初期拘束圧よりもせん断中の有効主応力の大きさに依存し、しかもこの粒子破砕の程度が、せん断強度を支配する主な要因であるこ

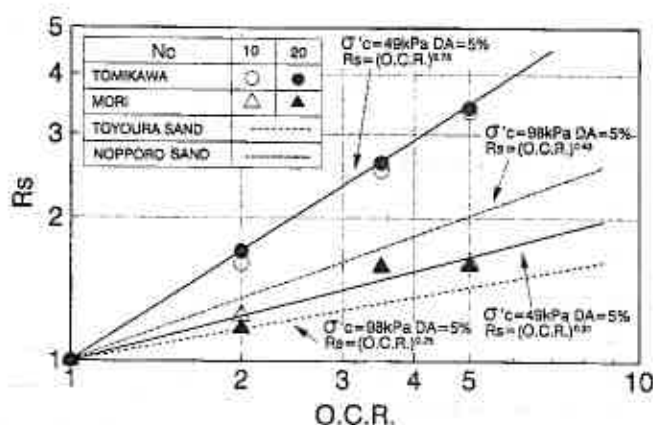


図-9 (e)

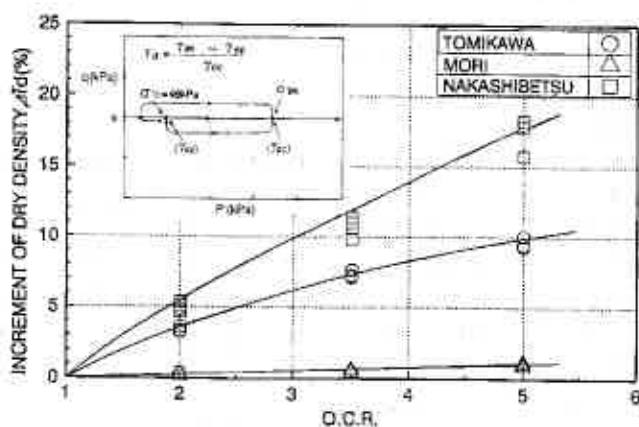


図-10

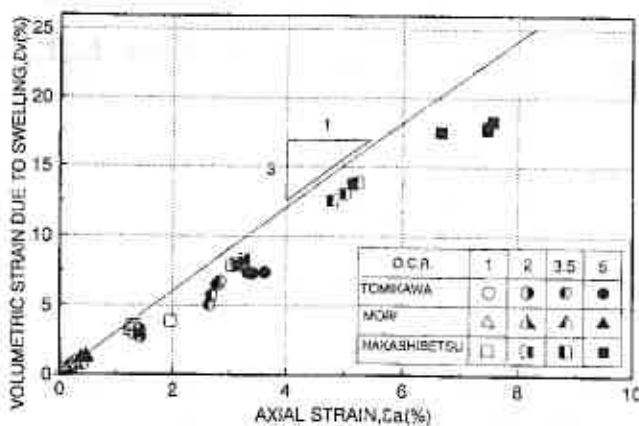


図-11

とが明らかにされている。

図-12は別シリーズの研究として行われた各試料の圧密排水三軸試験（CD試験）における破壊時の平均有効主応力（ $p'f$ ）と細粒分含有率の増加量（ ΔFc ）の関係を示したものである。ここで、 $\Delta Fc = Fc' - Fc$ であり Fc' は試験後の細粒分含有率、 Fc は試験前のそれである。参考のために、図には苫小牧市柏原、千歳市美々で採取された火山灰土（柏原、美々火山灰土）のCD試験の結果も載せている。この図から、CD試験における破壊時の平均有効主応力が増加することにより、富川、柏原、美々ならびに中標津

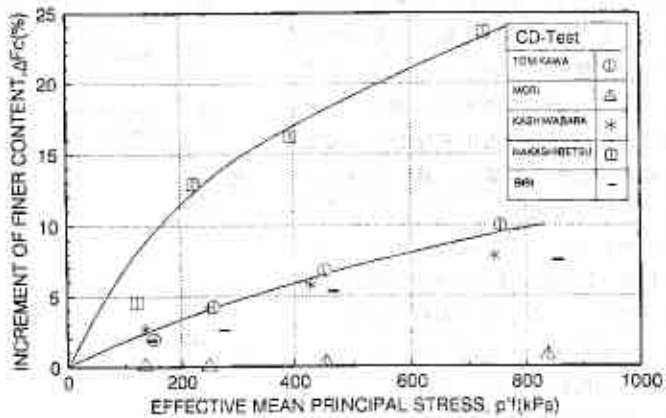


図-12

火山灰土の細粒分含有率増加量（ ΔFc ）が増加していることがわかる。特に中標津火山灰土はその増加が顕著であり、せん断に伴う粒子破砕が著しいことが示されている。一方森火山灰土の粒子破砕は、 $p'f$ の増加に関わらず、ほとんど生じていないことが確認できる。

図-13では、各試料に対する三軸供試体の等方圧密過程での圧密圧力 $\sigma'c$ と ΔFc の関係を示している。

図中繰返し非排水三軸試験に対するデータは所定のOCRを経て繰返しせん断を受けたあとの ΔFc 値にもとづいて描かれている。繰返し非排水三軸試験終了後のふるい分析によると、正規圧密富川火山灰土と森火山灰土の ΔFc の増加はほとんどなく、繰返し載荷中での粒子破砕は卓越していないようである。一方、中標津火山灰土では、最大で5%ほどの ΔFc の増加が認められている。単純な等方圧密を受けた供試体と繰返しせん断を与えた供試体との $\Delta Fc - \sigma'c$ 関係に違いが認められないことから、これは粒子の破砕が有効応力の低減する繰返し非排水せん断によってもたらされたものではなく、圧密過程によってもたらされたものであることを明示している。このことより中標津火山灰土の圧密時に生ずる粒子破砕は、過圧密履歴による液状化強度の増加に無視できない影響を及ぼしていることが明確である。

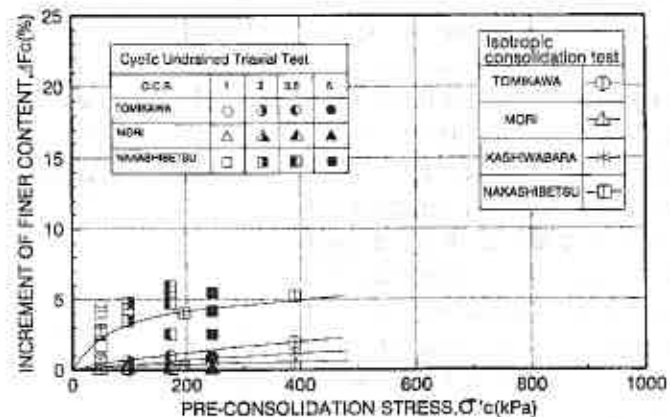


図-13

5. まとめ

北海道火山灰質粗粒土に対して一連の繰返し非排水三軸試験を行った結果、以下のことが示された。

- (1) 過圧密履歴を受けた火山灰質粗粒土の液状化強度は、通常の粒状体と同様過圧密比が大きくなるにつれて増加する。その強度増加割合は過圧密比OCRとユニークな関係（ $R_s = (OCR)^n$ ）にあ

る。

- (2) 圧密によってもたらされる粒子破碎が、過圧密履歴による液状化強度の増加に影響を及ぼしている。すなわち、粒子破碎の卓越する富川、中標津火山灰土では極めて高い増加率を示す ($m = 0.76$) が、粒子破碎のほとんど認められない森火山灰土では $m = 0.31$ と、通常の砂と類似の値を示している。このことから、過圧密効果は構成粒子の脆弱性によって大きく異なるといえる。
- (3) 北海道火山灰土の液状化特性に及ぼす過圧密履歴の影響は、豊浦標準砂のようなクリーンな砂と同様に顕著であるが、その機構は本質的に異なる。

謝辞

最後に、本研究の実施にあたり、実験およびデータの整理にあたってくれた本学大学院1年フセイン・マウレット君、学部4年の伊藤光輝君、また中標津火山灰土のサンプリングにあたり、池田晃一氏（北海道土質コンサルタント（株））に貴重な資料、ご意見と協力を頂いている。記して深甚なる感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 三浦清一・宮永孝志・益村公人：不攪乱火山灰質粒状体の非排水せん断挙動，土質工学会北海道支部技術報告集第30号，pp. 83-92, 1990
- 2) 三浦清一・加賀学・八木一善：北海道火山灰粗粒土のせん断に伴う粒子破碎特性—平面ひずみ試験による検討—，土質工学会北海道支部技術報告集第34号，pp. 170-177, 1994
- 3) Ishihara, K. and Takatsu, H.: Effects of overconsolidation and K_0 conditions on the liquefaction characteristics of sands, *Soils and Foundations* Vol.19, No.4, pp. 59-68, 1979
- 4) Tatsuoka, F., Kato, H., Kimura, M., and Pradan, T: Liquefaction strength of sands subjected to sustained pressure, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp. 110-131, 1988
- 5) 町田洋・新井房夫：火山灰アトラス，東京大学出版会，pp. 88-89, 1992
- 6) 北海道立地下資源調査所：駒ヶ岳（札幌—第76号），pp. 31-32, 1986
- 7) 宮田雄一郎・山口昇一・矢崎清貫：計根別地域の地質，地域地質研究報告 釧路(2)第10号，pp. 33-37, 1988
- 8) Miura, S. and Toki, S.: Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural deposits, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.3, pp. 69-84, 1984
- 9) 三浦清一・土岐祥介・岡積敏雄：過圧密履歴を有する異方性砂の変形—強度特性—，第20回土質工学研究発表会講演集，pp. 581-584, 1985
- 10) 三浦清一：粒子破碎，粒状体の力学，土質工学会，pp. 117-120, 1993

室蘭工業大学工学部 正 員 磯 崎 真 一
室蘭工業大学工学部 正 員 三 浦 清 一
室蘭工業大学工学部 正 員 新 田 登
室蘭工業大学大学院 学生員 阿 曾 沼 剛

1. まえがき

1994年10月4日22時23分頃、マグニチュード8.1の大地震が根室東方沖で発生した。震源地は北緯43度22分、東経147度40分の根室半島東沖約170kmの地点でその深さは約30kmであった。「平成6年(1994年)北海道東方沖地震」と命名されたこの地震は、1993年釧路沖地震(M=7.8)による震災復旧間もない道東各地に再び大きな被害をもたらすとともに、震源に近い北方四島では地震動や津波により道路・家屋等が壊滅的に破壊され多数の犠牲者を出していることが報じられた。

北海道はその総面積の約半分が火山灰土で覆われ、しらすや泥炭などに比べ支持力地盤としての問題点が少ないことから、有効な建設材料として用いられてきた。しかしながら、火山灰地盤は過去の大きな地震により度々その造成盛土や道路盛土に被害があった事が報告されている。1993年北海道南西沖地震(M=7.8)においては、駒ヶ岳山麓西側の森町赤井川地区や七飯町大沼地区一帯で火砕流堆積物が、同じく森港では埋立て材料の火山灰質砂や礫が噴出し、従来液状化しないと考えられていた火山灰質土の液状化が確認されている。また、今回の東方沖地震でも地震後の調査によって摩周火山噴出物の噴出跡が確認された。これら火山灰質地盤の地震時の挙動解析には、火山灰質土の正確な動的力学挙動を把握することが必要である。

筆者らは今回の地震直前に道東地区一帯の火山灰のサンプリングを実施している。その中で東方沖地震によって噴出した試料と同種の試料をサンプリングする機会を得て、その試料に対して軸対称条件下での静的試験、繰返し変形試験や液状化試験の動的力学試験等の一連の三軸試験を実施した。ここでは、これらの結果と過去に北海道内の数地点から採取した噴出源の異なる火山灰土に対する一連の三軸試験結果を比較しながら、今回被災した火山灰土の静的変形・強度特性と粒子破砕性、および微小ひずみから液状化に至るひずみまでの広範なひずみレベルでのせん断定数や減衰比の変化や液状化特性の特徴を明らかにする。

2. 試料の概要と物理的性質

今回の地震によって、標津郡中標津町東25南6にある中標津コンクリート工業の資材ヤードおよびその周辺で、多数の摩周降下生成物が噴出(写真-1)するとともに亀裂が発生し家屋や道路に被害を与えた。この地点での地下水位はG.L.-1mに位置し、近傍の斜面や斜面下にある素堀り側溝で噴出物と同一の堆積層が確認されている。今回試験に用いた試料は、東方沖地震発生の当日に標津郡中標津町西武佐において地震によって噴出した物と同一の降下生成物で形成されている堆積層から採取したものである(中標津火山灰土(NAKA-SHIBETSU VOLCANIC SOIL))。また、比較のための火山

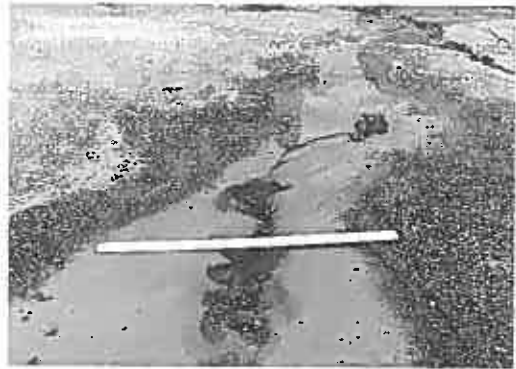


写真-1

Dynamic Mechanical Properties of Volcanic Soil Damaged by Hokkaido Tōhō-Ōki Earthquake ;
Shinichi Isozaki, Seiichi Miura, Noboru Nitta, Tsuyoshi Asonuma (Faculty of Engineering, Muroran
Institute of Technology)

灰土試料としては茅部郡森町
 姫川（森火山灰土(MORI VOL-
 CANIC SOIL)）、沙流郡門別町
 富川（富川火山灰土(TOMIKAWA
 VOLCANIC SOIL)）、苫小牧市
 柏原（柏原火山灰土(KASHIWA-
 BARA VOLCANIC SOIL)）、千歳

表-1

SAMPLE NAME	MORI	TOMIKAWA	KASHIWARA	BIBI	NAKASHIBETSU	TOYOURA	
SPECIFIC GRAVITY	2.82	2.22	2.34	2.28	2.51	2.64	
DRY DENSITY (g/cm ³)	MAXIMUM	1.589	0.549	0.623	0.734	0.514	1.639
	MINIMUM	1.249	0.433	0.462	0.624	0.409	1.336
GRADATION	D ₅₀ (mm)	0.64	1.10	1.25	1.42	4.6	0.18
	U _c	2.3	2.8	3.1	4.0	5.1	1.3
FINER FRACTION(%) (≤75μm)	0.2	1.0	1.3	1.4	1.6	0	

市美々（美々火山灰土(BIBI VOLCANIC SOIL)）より各々採取した火山灰粗粒土である。駒ヶ岳の降下生成物である森火山灰土を除いて、その他の試料は支笏の降下生成物で形成された堆積層より採取している。中標津火山灰土を含む各火山灰土の噴出起源等については、別報¹³⁾に詳しい。各火山灰土の物理的性質を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。供試体は直径70mm、高さ170mmの円柱中実供試体である。供試体作製はすべて乱した試料に対してそれを再構成することによって行われ、その作製方法は多重ふるい落下法(MSP法)を用いた。供試体の初期密度は、原位置のそれになるようにした。

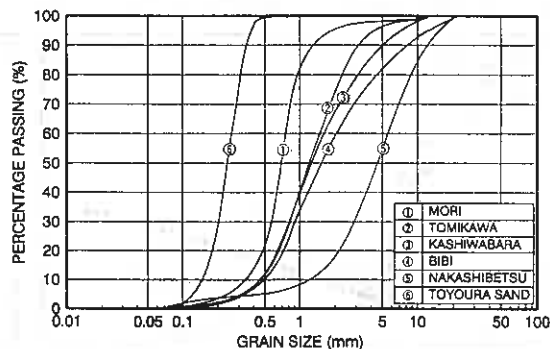


図-1

3. 試験方法

火山灰粗粒土の試験方法は以下の通りである。供試体作製後、二酸化炭素CO₂、脱気水を通して飽和させ、その後1~2kgf/cm²のバックプレッシャーを供給している。なお、この方法によりB値は0.96以上の値を得ている。引続き、所定の有効拘束圧σ_c'=0.5~4kgf/cm²のもとで2時間以上等方圧密し、その後静的試験は排水あるいは非排水条件の基で側圧一定（ひずみ制御：ε̇_a=0.2%/min）の条件でせん断を加えた。また、繰返し載荷は空圧式の繰返し三軸試験装置を用い、振幅一定、載荷周波数f=0.1Hzの正弦波をあたえた。繰返し載荷回数は、液状化強度試験においては両振幅軸ひずみD Aが5%以上に達するまで、また繰返し変形試験においては排水および非排水条件で1サイクルあたえた後、再び圧密排水し間隙水圧を消散させ、荷重振幅を段階的に増加させるステージ試験により行った。

4. 試験結果と考察

4-1. 静的変形・強度特性と粒子破砕性

図-2(a),(b),(c),(d)は各々排水・非排水条件での最大・最小主応力比σ₁'/σ₃'と最大・最小主ひずみε₁、ε₃の関係を中標津火山灰土と美々火山灰土について示したものである。図から排水条件では両火山灰土で等方圧密圧力の増加に伴い同じひずみレベルでのσ₁'/σ₃'が小さくなっている。また、非排水条件においても同じ傾向にあるものの排水条件ほど顕著ではない。過去の研究結果²⁾から、美々火山灰土と噴出源の等しい富川・柏原火山灰土や森火山灰土において、その変形・強度特性はせん断時の有効平均主応力p'に大きく依存し、せん断中のp'の増加とともに強度低下を招くことが認められている。また、σ₁'/σ₃'の関数であるせん断抵抗角φ_d、φ' (=arcsin(σ₁'-σ₃')/(σ₁'+σ₃'))は破壊時の有効平均主応力p'fで整理した場合、応力経路に依存せずほぼ一義的な関係となり、p'fの増加とともにφ_d、φ'の値が減少することも認められている。図-3(a),(b)は非排水条件での有効応力経路を中標津火山灰土と美々火山灰土について示したものである。図から、非排水条件での火山灰土の有効応力経路はせん断開始とともに負のダイレイト

ンシ挙動を示し、その傾向は等方圧密圧力が高いほど顕著である。その後正のダイレイタンス挙動に転じるものもあるが、せん断により常に有効応力の増加する排水試験とは破壊時の有効応力レベルに大きな差がある。このことが等方圧密圧力の違いによる、排水・非排水条件での σ_1'/σ_3' と ϵ_1 、 ϵ_3 の関係の差に密接に関連している。

また、排水試験での σ_1'/σ_3' と ϵ_1 、 ϵ_3 の関係において、両火山灰土で軸ひずみ ϵ_1 の発達に比べ、側方ひずみ ϵ_3 の発達が極めて小さいことが注目される。このことは拘束圧が高いほど著しく、また美々火山灰土に比べ中標津火山灰土で顕著であって、中標津火山灰土では $\sigma_c'=4\text{kgf/cm}^2$ で $\epsilon_1=30\%$ に対し $\epsilon_3=2.5\%$ にすぎない。この傾向は顕著な粒子破砕性を示す富川・柏原火山灰土についても認められ³⁾、破砕性粒状体特有の

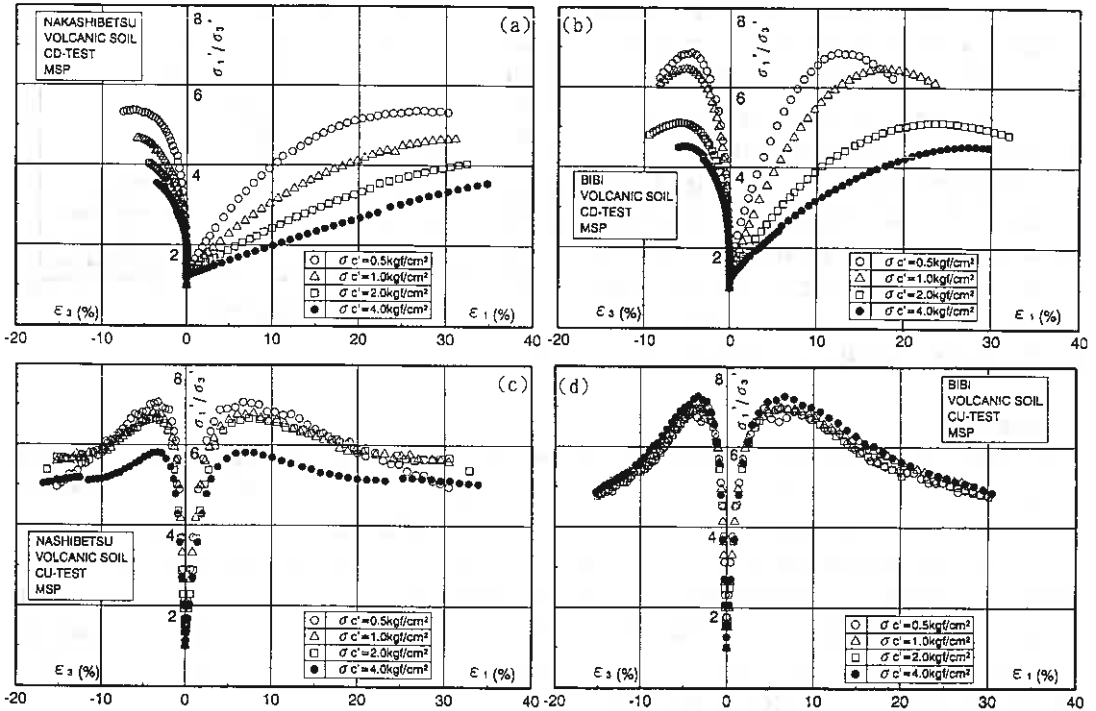


図 - 2

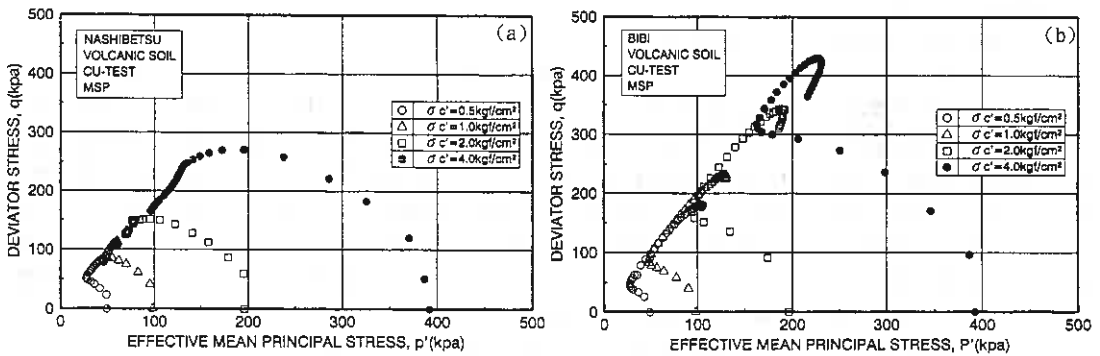


図 - 3

性質と考えられる。図-4(a),(b)は排水試験でのダイレイタンスー関係を体積ひずみ ϵ_v と軸ひずみ ϵ_a の関係として各々中標津火山灰土と美々火山灰土で示したものである。両火山灰土でせん断による体積収縮が顕著であり、せん断前の等方圧密圧力が大きくなるに従い、体積収縮量も大きくなる。また、ここでもせん断による体積収縮傾向は中標津火山灰土で著しく、美々火山灰土で $\sigma'c=4\text{kgf/cm}^2$ で達成される体積ひずみレベルが、中標津火山灰土では $\sigma'c=2\text{kgf/cm}^2$ で既にそのレベルを超えている。いずれにしても中標津火山灰土は著しい負のダイレイタンスー挙動を呈する試料と言える。図-3に示した非排水試験での有効応力経路からも、美々火山灰土においては負のダイレイタンスー挙動から正のダイレイタンスー挙動に転ずるのに対して、中標津火山灰土では $\sigma'c=0.5, 1\text{kgf/cm}^2$ では同様の傾向にあるものの破壊は負のダイレイタンスー領域であるせん断前の等方圧密圧力よりも小さな有効応力レベルで生じており、 $\sigma'c=2, 4\text{kgf/cm}^2$ に至っては正のダイレイタンスー挙動に転じることはなく、その経路はせん断の進行とともに破壊線に沿って有効応力が減少してゆくという特異な挙動を示している。

ところで、通常の砂のような粒状体のダイレイタンスー特性はせん断にともなう体積変化特性とも言い換えられるが、これは排水せん断では体積変化として、非排水せん断では平均有効主応力 p' の変化として現れ、体積変化特性と有効応力特性は一対一に対応する。過去の研究²¹から等しい軸ひずみレベルでの排水せん断での体積ひずみ ϵ_v と非排水せん断での過剰間隙水圧 Δu の関係を密な豊浦砂と俱知安粘土(正規圧密)について調べた結果、ほぼ直線関係に近く、体積変化特性と有効応力特性は一義的な対応を示すことが認められた。また、破碎性粒状体である富川および相原火山灰土において、その関係は上方に急に折れ曲がった曲線状となり、必ずしも体積変化特性と有効応力特性が対応している形にはならないこと、破碎の顕著ではない森火山灰土²²では、せん断初期の負のダイレイタンスー領域では折れ曲がった曲線状を呈するものの、正のダイレイタンスー領域で両者はほぼ直線的な関係を示すようになることが認められた。ここではこの関係を中標津火山灰土と美々火山灰土について求め、各々図-5(a),(b)に示し

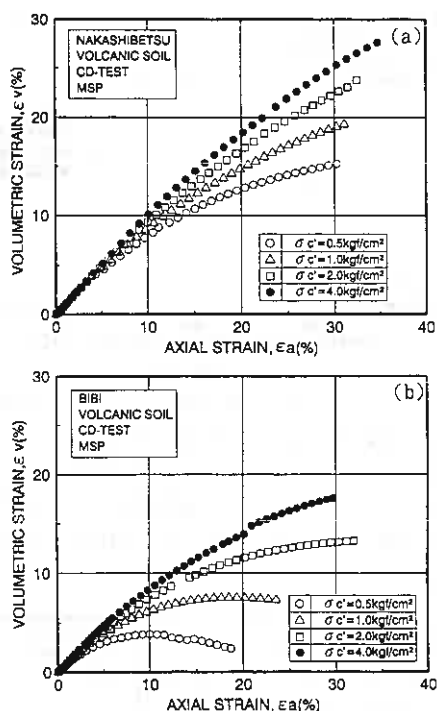


図-4

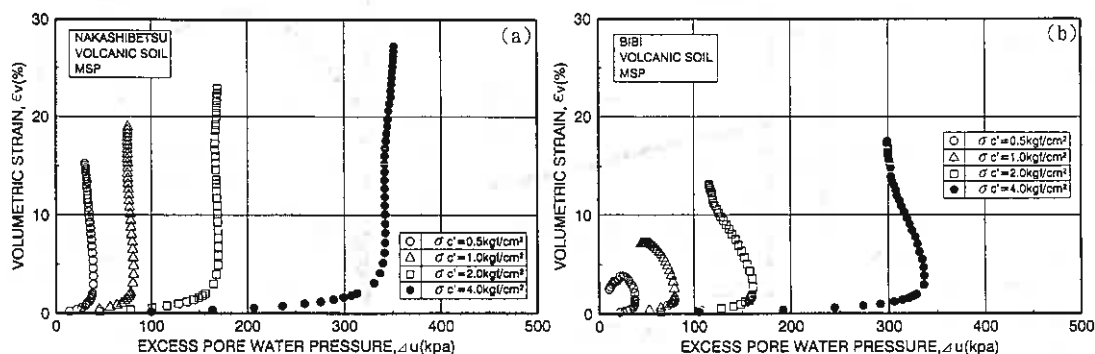


図-5

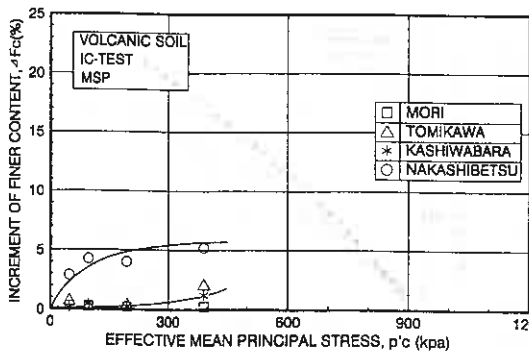


図 - 6

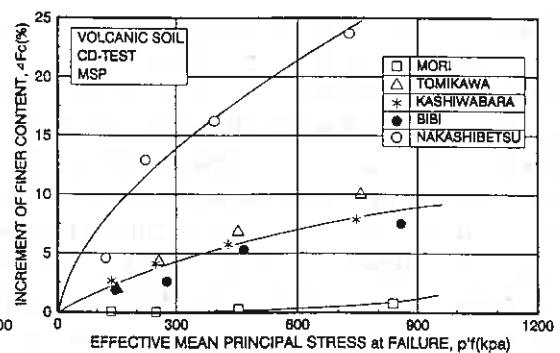


図 - 7

た。図から、いずれの拘束圧においてもその関係は上方に急に折れ曲がった曲線状となり、せん断の進行とともに過剰間隙水圧がそれほど変化しないのに対し、体積収縮は著しく進行していく破砕性粒状体特有の傾向を示す。また、美々火山灰土では非排水条件においてせん断による正の過剰間隙水圧が極大値を持ちその後正のダイレイタンスー挙動を示すようになるため、特に圧密圧力の低いレベルでは正のダイレイタンスー領域に移行する傾向が伺えるが、中標津火山灰土では非排水試験においても正のダイレイタンスーへの移行が認められないために、上方に延びた形のままとなっている。いずれにしても、体積変化特性と有効応力特性は両火山灰土で一義的な対応関係を示さない。

以上の様な中標津火山灰土の変形・強度特性はその構成粒子の粒子破砕性に負うところが大きいと考えられる。図-6は三軸供試体での等方圧密試験から、図-7には排水三軸圧縮試験結果から得られた試験後の細粒分 $F_c(\leq 74 \mu m)$ の増加量 $\Delta F_c(\%)$ と圧密圧力 $p'c$ ($\sigma'c'$) および破壊時の平均有効主応力 $p'f$ の関係を示したものである。図から、中標津火山灰土においても富川・柏原火山灰土と同様に $p'c$ および $p'f$ の増加に伴い ΔF_c が大きくなり、粒子破砕量が增大して行くことが認められる。また、その粒子破砕程度は圧密過程終了時よりも、せん断試

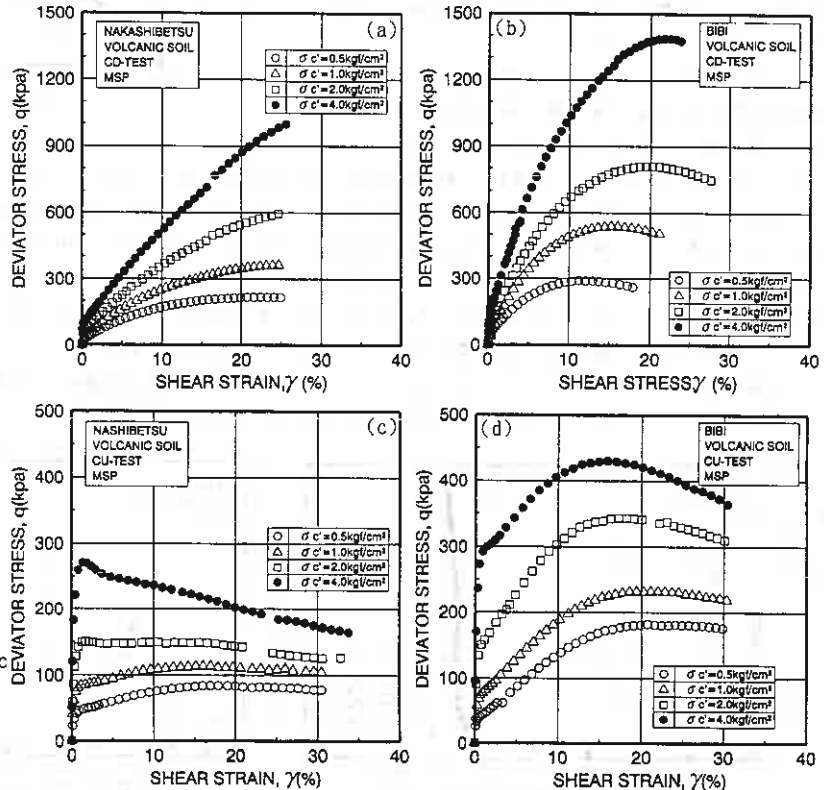


図 - 8

験終了時点の方が顕著である。しかしながら、富川・柏原火山灰土において粒子破碎は供試体に等方応力を加えるだけではさほど進行せず、等方応力に加えてせん断力を作用させることで大きく進行するのに対し、中標津火山灰土では等方応力だけで確実に粒子破碎が生じている。また、せん断を受けることによっても他の火山灰土よりも飛躍的に粒子破碎が進行する。美々火山灰土については噴出源を等しくする富川・柏原火山灰土とほぼ等しい傾向を示している。このことから、中標津火山灰土はかなり脆弱な粒子によって構成されていることが推察される。

図-2に示した応力-ひずみ関係を実際に加わった応力レベルで比較するために図-8(a),(b),(c),(d)には偏差応力 $q (= |\sigma_a - \sigma_r|)$ とせん断ひずみ $\gamma (= 2/3 |\epsilon_a - \epsilon_r|)$ との関係を示した。図から、中標津火山灰土では美々火山灰土に比べ排水・非排水条件の違いに関わらずかなり低い応力レベルで破壊に至ることがわかり、先の構成粒子の脆弱さを裏づける結果となっている。

4-2. 液状化強度特性

図-9は中標津火山灰土と富川火山灰土に対し、非排水繰返し三軸試験(液状化強度試験)を実施した結果を、両振幅軸ひずみ $DA=1, 2, 5, 10\%$ が生ずるに必要な繰返し載荷回数 N_c と、両振幅軸ひずみ $DA < 1\%$ までの平均繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c'$ との関係(いわゆる液状化強度線)として示した。シンウォールサンプラーによって採取した富川火山灰土の液状化強度は、他の道内の不攪乱自然堆積砂と比べてやや低いか同程度の強度を有していることが知られている⁹⁾。今回の試験に用いた供試体の圧密後の乾燥密度 ρ_{dc} および間隙比 e_c はそれぞれ富川火山灰土で $\rho_{dc}=0.510\sim 0.564\text{g/cm}^3$ ($e_c=2.936\sim 3.353$)、中標津火山灰土で $\rho_{dc}=0.345\sim 0.377\text{g/cm}^3$ ($e_c=5.658\sim 6.257$)の範囲にあって、かなり異なっている。そのため液状化強度を直接比較することは困難であるが、これらの密度が原位置のそれに対応しているとする

とすると、いずれの軸ひずみレベルにおいても、中標津火山灰土は富川火山灰土にくらべ液状化強度が若干大きくなっているものの、ほぼ似たような関係になっていると言える。ただし、中標津火山灰土の平均粒径 $D_{50}=4.6\text{mm}$ であって富川火山灰土($D_{50}=1.1\text{mm}$)の約4倍あり均等係数にはそれほどの開きはないことから、富川火山灰土に比べても中標津火山灰土においてはメンブレンペネトレーション量(MP量)がかなり大きなものとなることが推察される。このことから、両火山灰土の液状化強度にMP量が大きく影響を及ぼしている可能性はある。図-10は、間隙水圧および軸ひずみの発生を中標津および富川火山灰土で比較するために、発生する間隙水圧を初期有効拘束圧で正規化した値、および両振幅軸ひずみ DA を $DA=5\%$ で正規化した値と、繰返し回数を $DA=5\%$ に達したときの繰返し回数で正規化した値との関係を示した。図より間隙水圧、軸ひずみの発生挙動には、中標津と富川火山灰土の間で、若干の差が認められる。すなわち富川

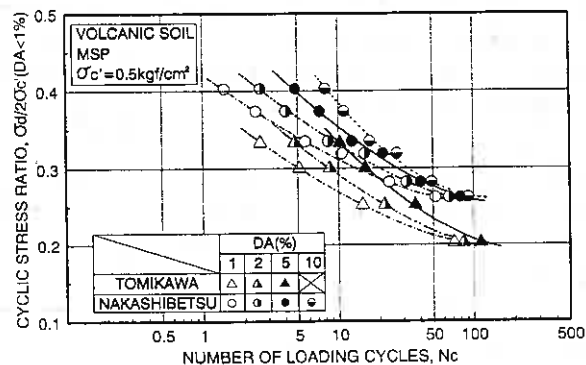


図-9

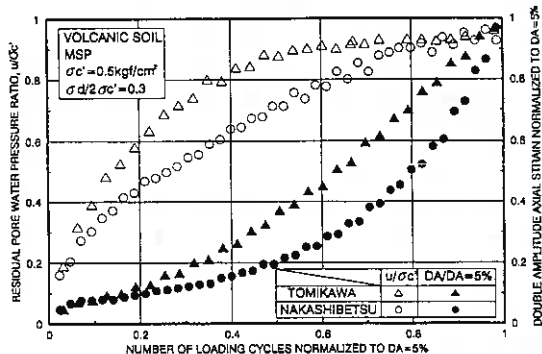


図-10

火山灰土の間隙水圧、軸ひずみの発生挙動は比較的密な砂のサイクリックモビリティを伴う軸ひずみの漸増が認められるが、中標津火山灰土の場合はそれよりも比較的緩い砂の挙動に近く、クリーンな砂ほど破局的ではないが、間隙水圧の上昇に伴うひずみ振幅の上昇は富川火山灰土よりも急激である。両火山灰土とも過剰間隙水圧比が1に達しないと言う、粗粒な火山灰土に特有な性質⁹⁾を示しているが、中標津火山灰土ではクリーンな砂と同様 $DA=10\%$ に達するまで一様な変形が観察されたのに対し、富川火山灰土はそれ以前に脆性的な破壊を起こした。

4-3. 繰返し変形特性

表-2には非排水条件での三軸試験 ($\sigma' = 1 \text{ kgf/cm}^2$) でポワソン比 $\nu = 0.5$ として求めた G_0 ($\gamma = 10^{-5}$ での G を外挿) の値を、中標津・富川火山灰土と豊浦標準砂について示した。また、土岐ら⁹⁾ が不攪乱および再構成清田・富良野火山灰について求めたおおよそのデータも付記する。中標津火山灰土の G_0 は、クリーンな砂や流下火山灰である清田・富良野火山灰よりもかなり小さい。また、同じ降下生成物である富川火山灰土に対しても、他の試料に比べその差は大きいとは言えないが低い値を示している。図-11は中標津および富川火山灰土の等価ヤング率 E_{eq}

表-2

	NAKASHIBETSU	TOMIKAWA	TOYOURA ($D_r=50\%$) ($D_r=80\%$)	KIYOTA RECONSTITUTED (UNDISTURBED)	FURANO RECONSTITUTED (UNDISTURBED)
G_0 (kgf/cm^2)	300	335	610 (790)	430 (700)	510 (480)

($= \sigma_d / (\epsilon_a)_{SA}$) および履歴減衰係数 h と片振幅軸ひずみ ($\epsilon_a)_{SA}$ の関係を排水および非排水荷荷について示したもので

ある。両火山灰土で微小ひずみレベルにおける非排水荷荷での E_{eq} が排水荷荷での値より大きくなっており、この傾向は中標津火山灰土で顕著である。これは非排水荷荷では $\nu = 0.5$ と考えられるが、排水荷荷においては骨格の圧縮率の影響を強く受けて小さくなるためと推察される。横田ら⁷⁾ は、排水状態での砂のポワソン比 ν について個々の試料の圧縮性やダイレイタンス特性により大きく異なることを示唆している。先の静的試験の結果からも明らかなように、中標津火山灰土は富川火山灰土よりも構成粒子が脆弱で圧倒的な負のダイレイタンス挙動を呈する試料であることから、排水荷荷での ν が富川火山灰土よりも小さなものとなることが予想される。図-12は同じく非排水荷荷での繰返し荷荷10サイクル終了時の残留間隙水圧比 u/σ'_c と ($\epsilon_a)_{SA}$ の関係を示したものである。図からひずみレベルが 10^{-4} 付近から過剰間隙水圧が発生し、供試体の有効応力が失われていく様子がわかる。ただし、僅かではあるが過剰間隙水圧の発生は富川火山灰土で中標津火山灰土よりも小さなひずみレベルより始まり、同じひずみレベルで比較すると中標津火山灰土での残留間隙水圧比が小さい。これは先の液状化強

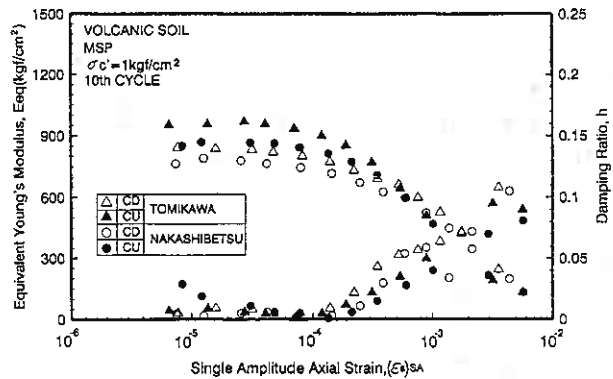


図-11

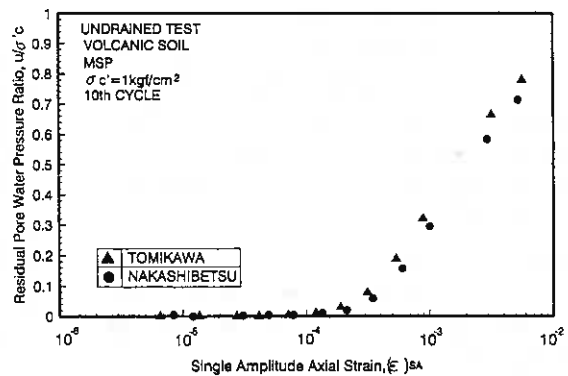


図-12

度特性でもふれたように粒径の大きな中標津火山灰土におけるメンブレン貫入の影響が一因していると考えられる。図-13は E_{eq} を $(\varepsilon a)_{s_A} = 10^{-5}$ での E_{eq} を E_0 として正規化した E_{eq} と $(\varepsilon a)_{s_A}$ の関係を示している。両火山灰土で、 $E_{eq}/E_0 \sim (\varepsilon a)_{s_A}$ 関係は排水・非排水載荷で各々ほぼ一致している。ただし、非排水載荷では先の残留間隙水圧の関係から明らかなように、ひずみ依存性が現れるひずみレベルが中標津火山灰土で若干大きくなっている。このことから、中標津火山灰土においては富川火山灰土よりも非排水載荷において、変形係数を過大に評価している可能性がある。た

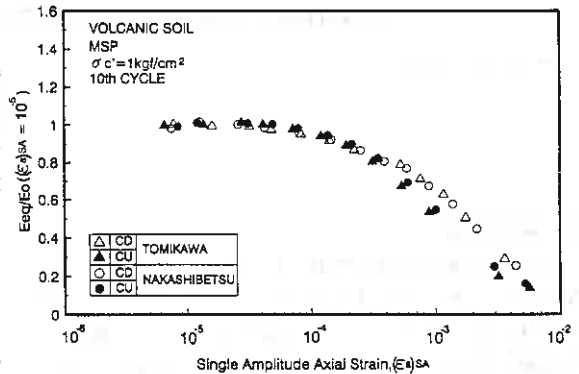


図-13

ただし、山下⁶⁾らは粒径の大きな試料を用いた場合非排水条件で行う三軸試験はMPの影響を大きく受け微小ひずみレベルでの E_{eq} を過小に評価することを指摘している。従って今後は、火山灰土の様な粒径の大きな試料を扱う場合、液化化強度と同様にメンブレン貫入の影響を考慮する必要があると思われる。

5. まとめ

東方沖地震によって被災した試料と噴出源の等しい中標津火山灰土に対して、一連の三軸試験を実施した。以下にその結果を要約する。

- 1) 中標津火山灰土は道内の噴出源を異にする他の火山灰土に比べ排水・非排水条件の違いに関わらずかなり低い応力レベルで破壊に至り、著しい負のダイレイタンス挙動を呈する。また、その非排水試験での有効応力経路はせん断の進行とともに破壊線に沿って有効応力が減少してゆくような特異な挙動を示している。
- 2) 中標津火山灰土は等方応力だけで確実に粒子破碎が生じ、せん断を受けることによっても他の火山灰土よりも飛躍的に粒子破碎が進行することから、かなり脆弱な粒子によって構成されている。
- 3) 不攪乱供試体の液化化強度特性が既知な富川火山灰土と、中標津火山灰土の液化化強度曲線はほぼ等しい関係を示す。ただし、その破壊モードは他の火山灰土よりもクリーンな砂に類似している。
- 4) 中標津火山灰土の G_0 は、クリーンな砂や流下火山灰である清田・富良野火山灰よりもかなり小さい。また、同じ降下生成物である富川火山灰土よりも若干小さな値となる。

最後に、実験およびデータ整理には、菊池俊一郎、浜本泰弘(室工大4年)各君の協力を得た。八木一善氏(㈱地崎工業技術開発室)、川村志麻先生(専修大学北海道短大)には東方沖地震に関して貴重な資料とご意見をいただいた。また、中標津火山灰土のサンプリングにあたっては池田晃一氏(北海道土質コンサルタント㈱)に、美々火山灰土のサンプリングにあたっては池田光良氏(北海道開発コンサルタント㈱)を始めとする関係諸氏に貴重なご意見と協力をいただいている。記して深甚なる謝意を表します。

参考文献 1)三浦・阿曾沼・八木・磯崎・川村:北海道火山灰土の非排水繰返し強度に及ぼす応力履歴の影響, 土質工学会北海道支部技術報告集, Vol. 35, 1995. 投稿中 2)磯崎・新田・三浦:火山灰粗粒土の三軸供試体における粒子破碎について, 三軸試験法に関するシンポジウム発表論文集, pp. 113-118, 1991. 3)磯崎・新田:道内火山灰土の変形・強度特性と粒子破碎性について, 火山灰に関する研究討論会論文集, pp. 65-72, 1992. 4)磯崎・新田・三浦:火山灰粒状体の静的および繰返し応力下の粒子破碎性について, 土質工学会北海道支部技術報告集, Vol. 33, pp. 185-190, 1993. 5)三浦・三浦・斉藤:北海道における地震災害, 土と基礎, Vol. 37, No. 9, pp. 59-64, 1989. 6)土岐・武田・山下・三好:北海道に分布する火山灰の動的変形特性に関する2, 3の実験, 火山灰に関する研究討論会論文集, pp. 37-44, 1992. 7)横田・今野・栗田:土のポアソン比について, 第15回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 529-532, 1980. 8)山下・土岐・白崎:砂の繰返し非排水三軸変形試験に及ぼすメンブレンペネトレーションの影響, 第29回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 767-770, 1994.

長万部町

基礎地盤コンサルタンツ

阿保法彦

正員 森本 巖

○正員 斉藤和夫

正員 門田 浩

1. はじめに

1993年北海道南西沖地震(M7.8)では奥尻島を中心とした北海道南西部において津波や斜面崩壊等により家屋をはじめとする諸施設が甚大な損害を被るとともに多くの犠牲者が出た。津波や斜面崩壊以外では液状化被害があげられる。中でも震央から約100km離れた太平洋沿岸の海岸平野に位置する長万部町では広範囲な地盤の液状化により住宅やガス・上下水道などのライフライン施設が集中的に被害を被った。特に下水道マンホールの一部が地上に突出し段差を生じる被害が顕著であり、同様の被害は1993年釧路沖地震や、1994年北海道東方沖地震においても多く箇所が発生した。本報告は1993年北海道南西沖地震における長万部町の下水道マンホールの鉛直方向変動量と地盤の液状化特性の関係を検討し、発生する段差の原因と対策工法を検討した結果をまとめたものである。

2. 長万部町の地形地質と地盤概要

長万部町管内の地形は、大部分が山地で占められ、平地は海岸線や主要河川沿いの狭い範囲に分布している。平地は、台地と低平地に区分される。台地の標高は10~100mで、山地寄りの起伏に富んだ丘陵性の台地と海岸および河川寄りの平坦な台地に分けられる。低平地は海岸線や河川流域に発達しており、標高数m程度の平坦面を形成している。海岸線沿いには低い砂堤、砂丘が認められる。

海岸線と平行に走る国道5号線の周辺に位置する長万部町市街地は、標高数mの低平地からなり、国道西側の緩い起伏を示す砂丘地帯と東側の標高2~5mの平坦地に区分される。被害が多かった後者の地域には、明治末頃まであったじゅんさい沼、小沼など旧沼地や、長万部川の流路変更に伴う旧河道が分布し¹⁾、それらの地盤の上に現在の市街地が発展してきた。地質は、海浜性堆積物および氾濫原堆積物からなる砂質土で、旧河川の背後には泥炭が分布する地点もみられる。

長万部市街地における表層地盤(地表から10m程度)の代表的なボーリング柱状図と推定地層断面図及び地盤を構成する地層の特徴を図-2、図-3及び表-1に示す²⁾。長万部町市街地の表層地盤は、全体的には砂層が卓越しており、場所によって礫が混じっている。砂層はその締まりの程度によって2層に区分される。上部には厚さ1~4m程度のゆるい砂層(A s1)が分布し、その下にはN値20以上のやや締まった砂層(A s2)が分布する。またやや内陸側の地域には、地表近くに泥炭層が分布している。

長万部町では液状化による各種被害が発生したが、液状化が発生した可能性が最も大きい地層はA s1層と考えられる。この地層のN値は10未満の場合が多く、また図-4に示すように、砂の平均粒径は0.3~0.6mm、細粒分含有率も10%以下のものが多いことから、液状化した可能性が高い。下部のA s2層は最低でもN値が20を越えており、今回の地震でも液状化した可能性は小さいと思われる。従って、今回の地震において長万部町の中心部で液状化した地層はA s1層であり、その層厚は最大でも4m程度であったと推定される。

Uplift of Manhole during the Hokkaido Nansei-oki Earthquake and its Treatment Method ;
Norihiro Abo (Oshamanbe town office), Iwao Morimoto, Kazuo Saito and Hiroshi Kadota (Kiso-Jiban
Consultants, Co.Ltd.)



図-1 調査位置平面図



図-2 長万部市街地の土質柱状図

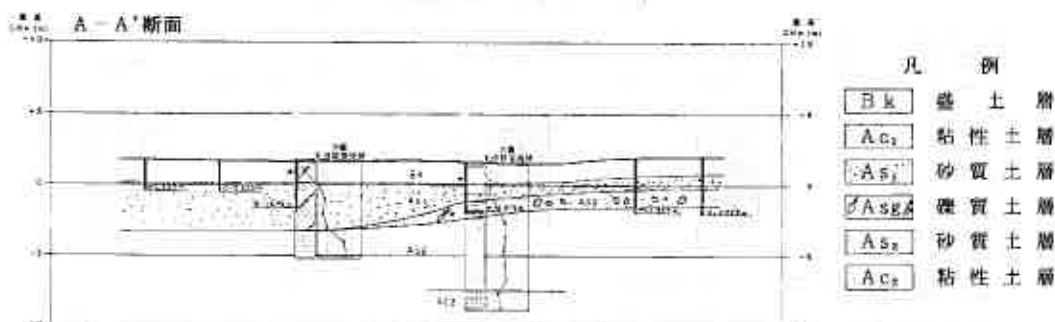


図-3 推定地層断面図

表-1 長万部町市街地の地盤の特徴

地層名	土質記号	地層の中心N値(数)	層厚(m)	地層の特徴
盛土層	Bk	4-7	0.5-2.0	道路の盛土
埋戻し土層	Bf	2-3	1.2-3.8	同一土質が主体
泥質層	Ag	0-1	1.0-1.4	埋戻し土層が混入する部分もみられる
粘性土層(1)	Ac1	0-2	1.6	部分的に腐食物、細砂も混入しており、塑性量が多い
砂質土層(1)	As1	1-10	1.0-4.3	全体に粘層は不均一で、塑性量が多い。部分的に10m程度の埋戻し土層も混入
粘性土層(2)	Ac2	7-10	0.7-3.4	粘土は不均質であり、粘性は全般に弱い。粘分が多いところもある
砂質土層(2)	As2	20以上	3.0以上	粘層はAs1層より厚い
礫質土層	Asg	3-50	0.3-4.2	10-20mの内、埋戻し土層、粘分が多いところもある。マトリックスは不均質の細砂・粘砂

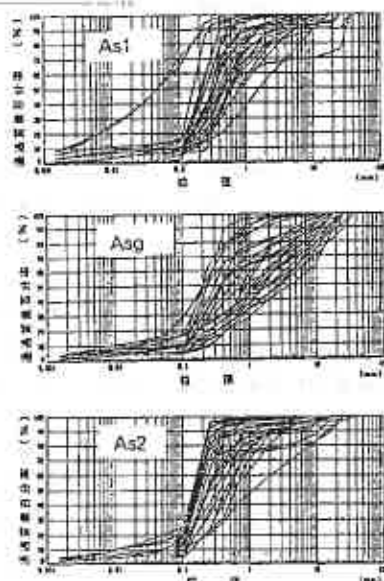


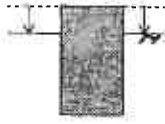
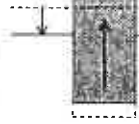
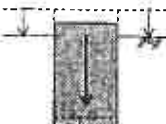

図-4 各地層の粒度分布

3. マンホールの鉛直残留変位量

地震による下水道マンホールの変状を定量的に把握するために道路との段差が発生したマンホールを中心に水準測量を行い、道路およびマンホールの鉛直残留変位量（設置時の標高を基準とした鉛直方向の変化量）を測定した結果、道路の沈下とマンホール自身の浮上または沈下が合わさって段差が生じることが判明した。マンホールの段差には表-2に示す3種類のパターンがあることが分かった。パターンAはマンホールは変位せず、道路沈下のみで段差が生じたもの、パターンBは道路の沈下にマンホールの浮上が重なったもの、パターンCは道路の沈下にマンホールの沈下が重なったものである。

測量を行った47ヶ所のマンホール及び道路の残留変位量をまとめて表-3に示す。これらのマンホールのうち、有意な量の段差が認められた地点は38ヶ所であり、いずれも道路の沈下が伴っていた。最も大きい段差は60cm（IV測線No.12地点）で、その内訳はマンホール浮上量が43cm、道路沈下量が17cmである。またマンホール自身の浮き上がり量の最大値は53cm、道路沈下量の最大値は33cmである。有意な段差を生じたマンホールの残留変位量の平均は16.2cmで、A～Cのパターン毎の段差量の平均値は、それぞれ10.8、24.9、7.2cmとなる。

表-2 マンホールの段差パターン

段差パターン	A	B	C	無変状
				
マンホール浮上		○		
マンホール沈下			○	
地盤沈下	○	○	○	
箇所数	16	16	6	9

当然のことながらマンホールの浮上と地盤沈下の両方が生じた場合（パターンB）が最も段差は大きくなる。マンホールの浮上量と設置深度の関係を図-5に示す。大きな浮き上がりが生じているマンホールの設置深度はG.L-2～3mに集中しており、それより深い深度では、ほとんど浮き上がりが生じていない。前述したように長万部町における被害地点は、緩い砂層（As1）は比較的薄く、厚いところでも地表から5m程度である。従って深度2～3m付近に設置された緩い砂層中のマンホールは、液状化によって周辺地盤に発生した過剰間隙水圧により浮上したものと推定される。これに対して設置深度が深いマンホールは、締まった砂層（As2）に設置される場合が多いため、浮上に対する安定性が高かったと推定される。図-6は道路沈下量とマンホール浮上量の間接的な関係を示したものである。ばらつきは大きいですが、マンホール浮上量が大きいものは、道路沈下量も大きくなる傾向が見られる。地盤の液状化によって生じた過剰間隙水圧による揚圧力がマンホールを押し上げるとともに、地震後の過剰間隙水圧の消散によって地盤沈下が生じることが言える。マンホールが浮上せずに道路だけが20cm以上沈下したものが2例あるが、これは設置深度が、それぞれ3.8mと4.7mと深かったことが原因の一つと考えられる。

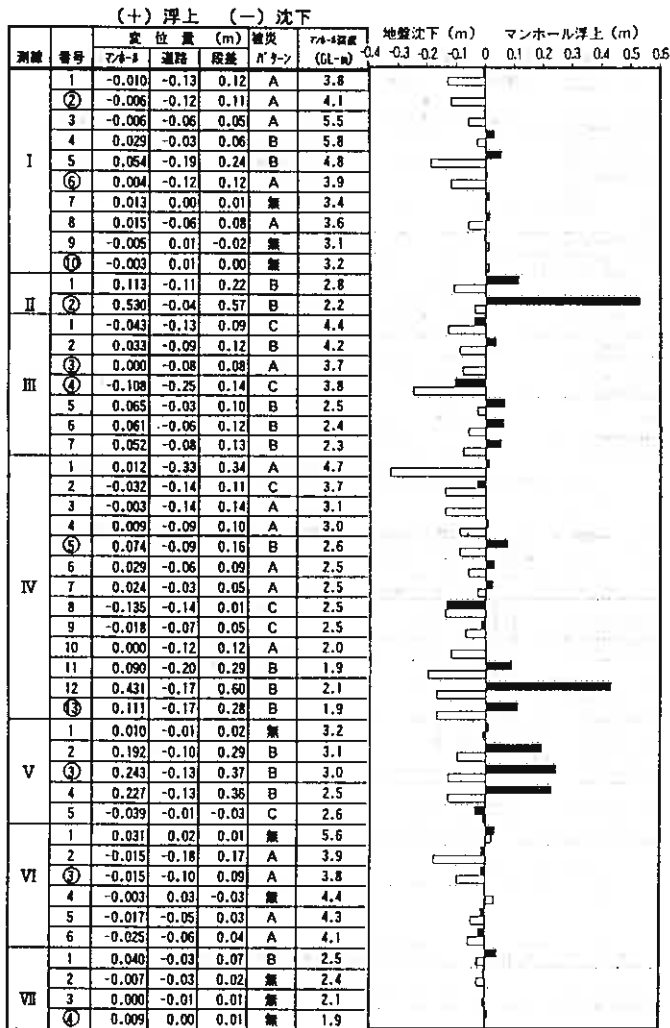


表-3 マンホール・道路の残留変位量

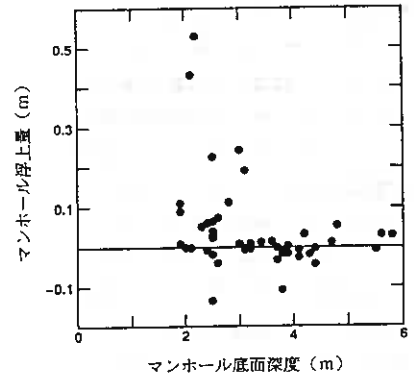


図-5 マンホール設置深度と浮上量の関係

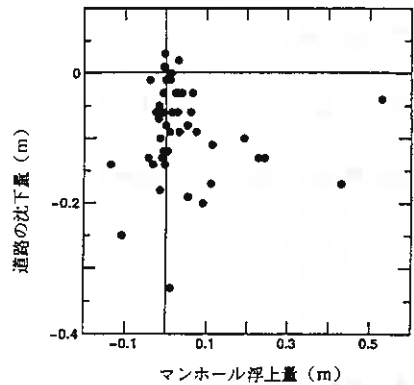


図-6 マンホール浮上量と道路沈下量の関係

4. 地盤の液状化特性

段差を生じたマンホール基礎地盤の液状化特性を把握するために10地点の地盤調査を実施し、その結果に基づいて液状化判定を行った。地盤調査を実施したのはマンホール近傍の埋戻土と原地盤の両方であり、標準貫入試験、粒度試験等を行った。液状化判定には道路橋示方書の方法を用い、地表最大加速度は、この地震の最大加速度観測値の距離減衰特性を考慮して180galとした。液状化判定に必要な地盤物性値(N値、密度、平均粒径、細粒分含有率)は地盤調査結果及び土質からの推定による。図-7には、段差パターンA~C及び無変状地点の土質・N値及びF₁値の深度分布(原地盤)の例を示す。対象地点は砂及び礫混じり砂が卓越した地盤であるが、内陸側には泥炭や硬質シルトが分布する場合もある。この地域では、As1層は

深くともGL-5mまでであり、その下部に分布するAs2層が液状化した可能性は小さい。道路のみが沈下したパターンA（図-7(a)）は、マンホール底面がAs2層に侵入されているため、周辺地盤が液状化して沈下してもマンホール基礎地盤は液状化しなかったために段差が生じたと解釈できる。また図-7(c)は、地盤とともにマンホールも沈下したパターンCの事例であるが、地盤沈下量はマンホール沈下量に比べて大きいため、マンホールは地盤内で相対的に浮き上がったと考えることもできる。浮き上がりが生じる原因はマンホール底面にAs1層があるためと考えられる。同様に埋戻土についても液状化判定を行っているが、マンホールの変状の有無に拘らずN値は10以下で、 F_1 値は1.0未満となる。マンホールの浮き上がりや地盤沈下の原因が、原地盤及び埋戻土の液状化であると推定されるが、得られた結果だけでは、どちらが主たる原因かを特定することはできなかった。

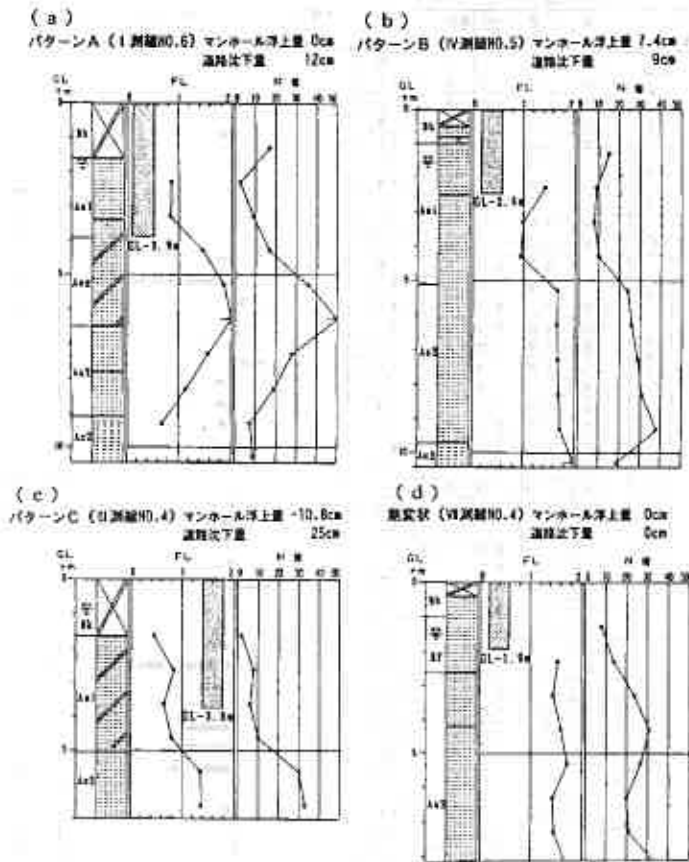


図-7 各段差パターン毎の液状化判定結果の一例

5. 地盤の液状化特性と

マンホール変状量の関係

マンホールと道路の段差は、マンホール躯体の浮き上がり変位と道路沈下の和として表される。マンホールの浮き上がり特性は、地盤全体或いはマンホール底面地盤の液状化程度（厚さ、 F_1 値等）に大きく影響すると考えられる。一方、道路沈下は液状化層の圧密によるものと考え、地盤全体の液状化特性に影響されると考えられる。ここでは液状化特性として、液状化層厚と液状化指数 P_1 値の2つのパラメータを用い、マンホール浮上量及び道路沈下量との関係を検討した。図-8(a)は3種類の液状化層厚とマンホール浮上量との関係を表したものである。底面の液状化層厚との関係では、マンホールが浮上しなかった事例（図中○及び□印）は液状化層がほとんどないことが分かる。しかしマンホールが浮上した事例（図中の●印）では、全液状化層厚およびマンホール底面の液状化層厚ともに、液状化層厚が大きくなるに従って、浮上量も大きくなるという明確な傾向は見られない。また $P_1 \leq 1.0$ になる埋戻土層厚との関係についても明確な相関性は認められない。図-8(b)に示す P_1 値との関係では、マンホール浮上量は原地盤全体の P_1 値と良い相関があることが分かる。マンホール浮上の原因となる底面の過剰間隙水圧が F_1 値と対応関係があることから、両者の相関性が良いことが理解できる。一方、図-8(c)は道路沈下量と原地盤の P_1 値の関係を示した

ものであるが、1地点を除くと P_L 値が大きくなるに従って沈下量も増加しており、地盤沈下の原因が液状化層の圧密と考えると、地盤沈下量が液状化程度に比例するのは極めて当然な傾向といえる。

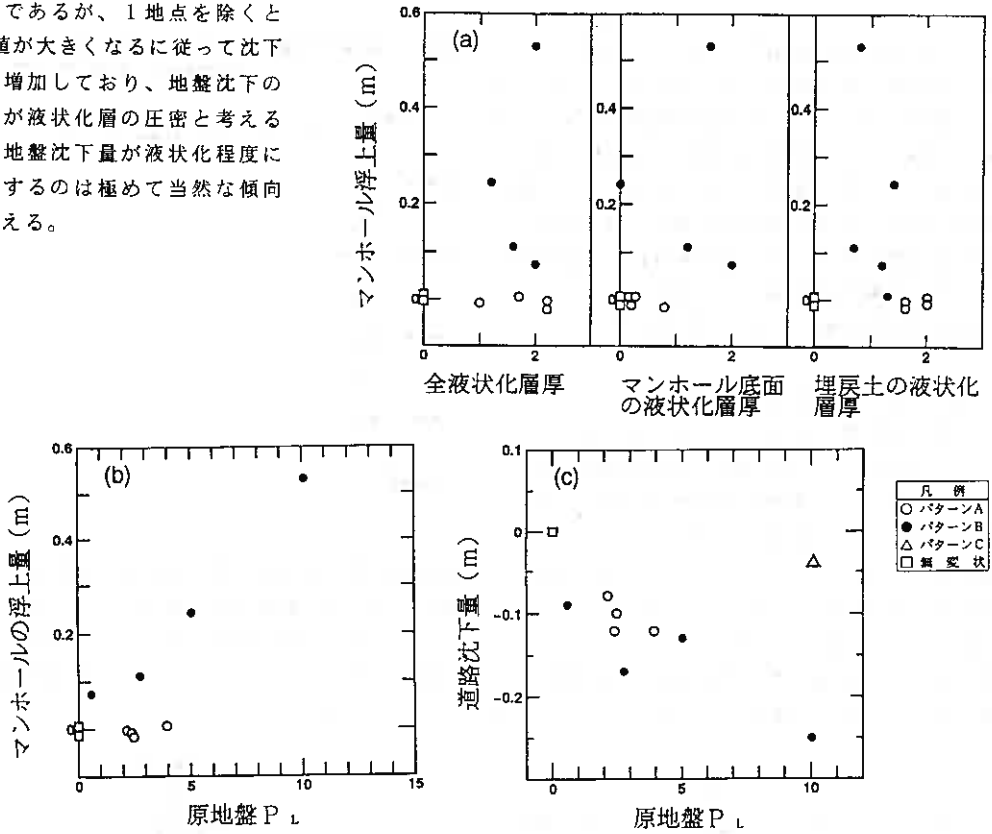


図-8 マンホール浮上量、地盤沈下量と液状化程度の関係

6. 対策工法の検討

(1) 対策工法の考え方

マンホールと道路との間に生じた段差は周辺地盤の沈下にマンホール自体の挙動（浮き上がりまたは沈下）が加わった結果としてあらわれる（被害パターンB、C）。今回の調査結果では道路の沈下がほとんどの地点で生じているためマンホールのみ対策では道路とマンホールとの段差をなくすることはできない。したがって、今回はマンホール周辺の限定的な範囲において以下の効果を期待した対策工を検討した。

- ① 原地盤と埋戻し土の過剰間隙水圧によるマンホール自体の浮上りを防止する。（浮力防止効果）
- ② マンホールと道路との急激な段差をできるだけ緩和し交通の障害を小さくする。（段差緩和効果）

図-9には模式図を示した。

(2) 液状化対策工法

表-4には構造物別に採用された工法の実績表を示した。これによると地中構造物については、締め固め工法、間隙水圧消散工法、固結工法が採用された実績のある工法となるが、マンホールに対しての施工実績はない。当該地ではマンホールの設置が市街地であることと、経済性の検討の結果、間隙水圧消散工法が最

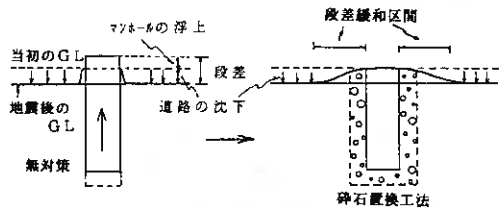


図-9 模式図

も現実的な工法となった。ここで、当工法を採用するにあたり、共同溝等の実績や、材料入手の関係から碎石置換工法が最も現実的な工法と判断された。碎石置換工法の採用にあたって、碎石適用範囲の決定と目つまり防止の観点から使用碎石の選定が主な検討事項となる。前者については前述のとおりマンホールの施工実績が無い場合、代表的な地点を選定し碎石層の厚さと範囲を数種類に変化させ、数値解析による過剰間隙水圧の発生消散解析を実施した。後者についてはフィルター材の選定を文献⁵⁾の方法で決定した。

(3) 過剰間隙水圧の発生消散解析

図-10には解析断面を示した。検討を行ったケースは表-5に示したように碎石厚さと適用範囲を変えたケースに碎石を施さない未改良を含めた5ケースである。表-6には解析に用いた物性値を示した。ここで γ_s

は一般的な値を用いたが、マンホールのそれは現状の地下水位を前提に全重量と体積および浮力を計算して求めたみかけの値である。 N_1, N_{e0} は計算されたFLから推定し、 θ は一般的な砂の値を用いた。また、 m_s は文献より既存の砂の代表的な値を用いた。 k はクレーガーの提案による20%粒径 D_{20} と透水係数の関係より求めたものである。間隙水圧の発生消散解析は(1)式を基本方程式としたものであり、二次元軸対称として取り扱った。なお、使用したプログラムはGADFRE⁵⁾である。

表-5 計算ケース一覧表

ケース番号	碎石厚(cm)	改良範囲	地下水位
1	未改良	-	G.L. -1m
2	40	側面、底面	同上
3	20	側面、底面	同上
4	10	側面、底面	同上
5	40	側面のみ	同上

表-6 解析条件一覧表

	γ_s (tf/cm ²)	N_1 (回)	N_{e0} (回)	θ	体積圧縮係数 m_s (m ² /tf)	透水係数 κ_s (cm/s)
上部砂層	1.90	4.5	20	0.7	8×10^{-4}	7×10^{-3}
下部砂層	1.90	300	20	0.7	8×10^{-4}	7×10^{-3}
碎石	1.90	2000	20	0.7	7.5×10^{-4}	10
マンホール	1.00	-	-	-	-	-

N_1 : 液状化する繰り返し回数

N_{e0} : 地震動の等価繰り返し回数

θ : 繰り返し回数比と間隙水圧比の関係を規定するパラメータ

表-4 液状化対策工法別対象建造物の施工件数³⁾
(昭和60年~平成2年7月)

対象建造物		工 法						合計
		補填の	間隙水圧消散	圍碁	心土断 裂形別編	地下水位 低下	置換	
地上建造物	タンク	45	6	2	0	2	1	56
	建屋	45	45	2	2	0	0	94
	橋梁	4	1	0	0	0	0	5
地下建造物	共同溝	0	2	4	0	0	0	6
	埋設管路	10	2	1	0	0	0	13
	マンホール	0	0	0	0	0	0	0
沿岸建造物	岸壁	27	39	4	0	0	0	70
	護岸	4	2	0	0	0	0	6
	防波壁	0	1	1	0	0	0	2
	水文	0	0	0	0	0	0	0
土質建造物	盛土	4	0	0	1	0	0	5
	擁壁	0	0	0	0	0	0	0
	堤防	1	0	0	0	0	0	1
その他 (鉄塔基礎など)		11	4	3	0	0	0	18
合 計		151	102	17	3	2	1	276

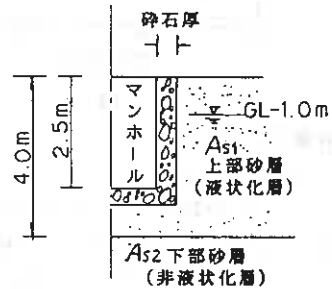


図-10 解析断面図

$$\frac{k_s}{\rho_w g m_{vs}} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + \frac{k_s}{\rho_w g m_{vs}} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (1)$$

ここに ρ_w : 水の密度 g : 重力加速度
 k_s : 土の透水係数 r : 半径
 m_{vs} : 土の体積圧縮係数 z : 深さ
 u : 過剰間隙水圧 (消散と発生を組み合わせたもの) t : 時間
 u_g : 繰り返しせん断により発生する過剰間隙水圧

図-11には計算されたcase-1(無対策)とcase-2(側面、底面に40cmの碎石適用)の過剰間隙水圧分布図を示した。これによればcase-1ではマンホール底面付近の過剰間隙水圧比はほとんどが1.0にまで達し、液状化が発生したことになる。これに対してcase-2では適用した碎石の周辺は過剰間隙水圧比がほとんど0.2以下となっており碎石による過剰間隙水圧の消散効果が有効に機能している結果得られた。表-7にはマンホール底面周辺の接点における過剰間隙水圧比の計算結果を示したものである。これによればcase-1が最も大きな値となり、碎石適用範囲の厚さに比例した過剰間隙水圧比の値が得られた(case-2~4)。また、碎石適用範囲が側面だけのもの(case-5)の過剰間隙水圧比は、無対策(case-1)の値とほぼ近似した結果が得られている。マンホール底面の過剰間隙水圧が与えられると(2)式によりマンホールの浮き上がりに対する安全率が計算される。それぞれのケースにおける安全率を表-8に示した。

共同溝における基準⁶⁾では所要安全率が1.1とされており、これに準ずると置換幅は底面も含めて40cm(case-2)が必要となる。

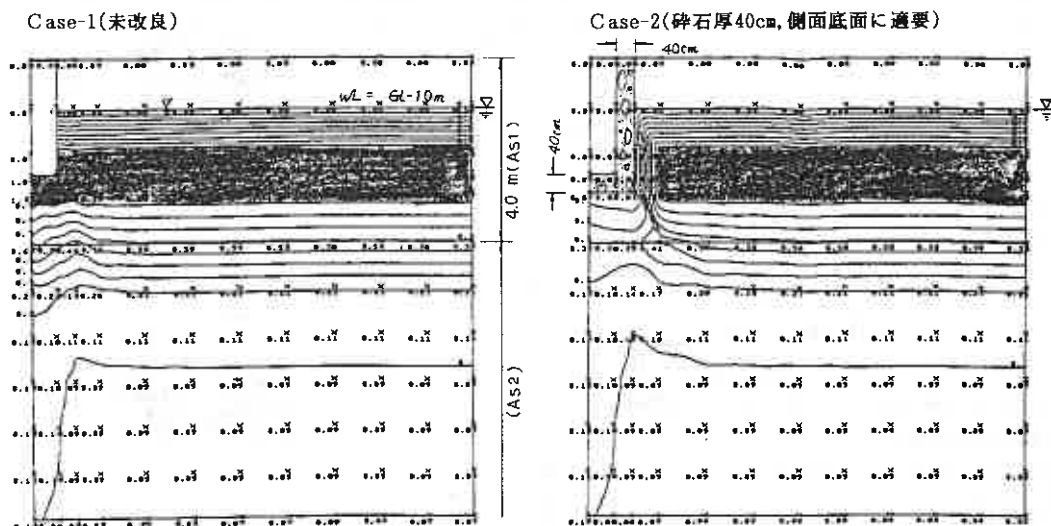


図-11 過剰間隙水圧比の分布図 ■ $u/\sigma_v' = 1.0$

表-7 マンホール底面周辺の最大過剰間隙水圧

case	過剰間隙水圧比 大値 u/σ_v'							マンホール底面の節点番号 (2, 3, 5, 6)
	節点番号						底面の平均※	
	1	2	3	4	5	6		
1	1.000	1.000	0.810	1.000	1.000	0.592	0.851	
2	0.122	0.091	0.411	0.057	0.052	0.317	0.218	
3	0.219	0.186	0.418	0.104	0.099	0.313	0.254	
4	0.331	0.303	0.417	0.159	0.150	0.310	0.295	
5	1.000	1.000	0.753	0.058	1.000	0.563	0.829	

※底面の平均値は砕石下部地盤の水圧の平均とした。

液状化の浮き上りに対する安全率

$$F_u = \frac{W_b + W_s + Q_s + Q_b}{U_d + U_s} \quad (2)式$$

- ここに W_b : マンホール躯体自重(t) U_s : 静水圧による揚圧力(t)
 W_s : 上載土荷重(t) U_d : 地震時の過剰間隙水圧による揚圧力(t)
 Q_s : 上載土のせん断抵抗(t) Q_b : マンホールの側面摩擦抵抗(t)
 (Q_b はすべて0とした。)

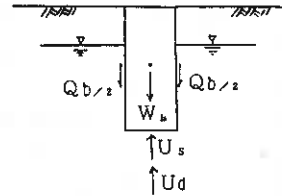
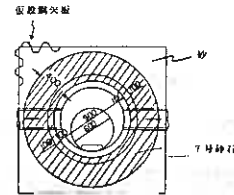


図-12 模式図

表-8 浮き上りによる安全率

case	$W_b(t)$	$W_s(t)$	$Q_s(t)$	$U_s(t)$	$U_d(t)$	F_u	砕石厚(cm)
1					2.76	0.56	未改良
2					0.71	1.11	40
3	2.36	0	0	1.43	0.83	1.05	20
4					0.95	0.99	10
5					2.69	0.57	40(側面のみ)



(4)目ずまりに対する検討

目ずまりに対する検討を(3)式により行った。⁵⁾

$$\frac{D_{G15}}{D_{S85}} < 9 \quad (3)式$$

ここに D_{G15} : 排水材の15%粒径

D_{S85} : 排水材周辺土の85%粒径

(3)式による検討から当該地においては置換砕石として7号砕石が満足された。

以上の検討結果を受けて採用され砕石置換工法の概要図を図-13に示した。当工法の採用にあたっては砕石部に過剰間隙水圧が残留しないよう砕石の一部を大気中に開放することも留意する必要がある。

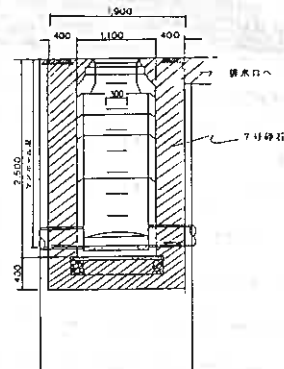


図-13 砕石置換工法概要図

7. まとめ

当報告は長万部町におけるマンホール浮上に関し、地盤特性の把握と段差発生の実態を詳細に調査し、原因究明とそれに対する対策工法の検討を行ったものである。

- ① 被害のあった長万部町の地盤状況は表層4～5mが緩い砂質土層からなっており、当層は液状化の可能性が高い。
- ② 道路とマンホール間の段差は、地盤沈下とマンホールの浮上による変位の和で表される。地盤沈下とマンホールの浮上及び沈下を組み合わせると、段差のパターンは3種類あった。
- ③ 浮上が生じたマンホールは設置深度が2～3mの浅いものであり、それより深いマンホールには浮上は生じなかった。マンホールの浮上に影響を与える地盤要因としては、埋戻土及びマンホール底面付近の原地盤の液状化特性が重要であると考えられる。
- ④ 段差に対する対策工法は浮力防止効果と段差緩和効果を期待した碎石置換工法を採用した。
- ⑤ 碎石の適用範囲と厚さは数値解析で求め、目つまり防止の観点から碎石の種類を7号碎石とした。

今後、マンホールの特性や他の地盤状況についての例も考慮して、液状化がマンホールの残留変位に及ぼす影響や対策工法について検討していきたい。また、当報告が他の地域での対策工法立案に参考となれば幸いである。報文作成にあたり、北海道住宅都市部をはじめ関係各方面の方々の協力を得た。末筆ながら謝意を表します。

【参考文献】

- 1)長万部町史
- 2)元町・陣屋町下水道施設(管渠)災害復旧工事測量地質調査委託業務(1993)
- 3)液状化対策の調査・設計・から施工まで;土質工学会, pp. 154 (1993)
- 4)Booker, J. R., Rahman, M. S. and Seed, H. B.:GADFLEA-A Computer Program for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation during Cyclic or Earthquake Loading, EERC 76-24(1976)
- 5)Sherard, dunnigan, L. P. and Talbot, J. R.:Basic Properties of Sand and Gravel Filters, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 110, No. GT6 pp. 684-700 (1984)
- 6)日本道路協会;共同溝設計指針,(1986)

1994年北海道東方沖地震における地盤災害の概要

北海道大学工学部 正会員 土岐 祥介
同 上 正会員 三浦 均也
同 上 ○ 正会員 西村 右敏
北海道大学大学院 学生員 高原 利幸

1. はじめに

1994年10月4日、前年の地震の復旧と災害記録の整理も未了の折、再び大規模地震に襲われた。地震の概要はすでに「土と基礎」¹⁾で報告されている。1993年釧路沖地震での被害額は1,000億円と算定されているが、今回の地震による被害は北海道南西沖地震の1,500億円に匹敵するようである。住宅と交通施設、農業施設の被害が前二者を上回っている。また比較的浅い震源の地震であったため津波が発生したが、道東各地の被害は前年の南西沖地震に比べて軽微であった。

本報告では地盤災害や土構造物の被害を中心に被害の概要を紹介する。また本号の他の3編の分野毎の被災状況も合わせてご覧頂きたい^{2,3,4)}。

2. 地震動と地震の特徴

2.1 地震の概要

気象庁により「平成6年(1994年)北海道東方沖地震」と命名された地震の諸元は次のようであった。

発 生：1994年10月4日22時23分頃

震 央：北緯43度22分、東経147度40分、深さ30km

マグニチュード：8.1

余震域：色丹島沖約、長さ130km 幅約70km、

気象庁は当初この地震の震央を、上記地点より数十km東北東に、USGSはそれよりやや遠い上記地点の北西寄りとしているが、震源と余震域は1969年北海道東方沖地震(M7.8)のそれとほぼ一致している。図-1に示すように、今回の地震における震度2と3の地点の境界線は、震源に近い上記1969年の地震の震度1以上の境界線とほぼ一致しており、国際的観測データも勘案して、気象庁は10月11日マグニチュードを7.9から8.1に修正した。

この地域ではこれまで震源が比較的浅い場合、地震を生起するプレートの破壊面はほぼプレート境界面に沿う低角逆断層型で、深い場合には1993年釧路沖地震の際観測されたほぼ水平のプレート内破壊面あるいは二重深発地震面が観測されてきた。しかし横浜国立大学菊池教授⁵⁾は断層メカニズムの解析にもとづき、プレートの浅い領域に於いても通説と異なる二つの破断面発生の可能性を示した。すなわち、図-2(a)に示す余震観測結果の解析より、(c)の面上での余震が主要で(b)の面上の活動は副次的と判断され、新しいタイプの破断面の存在が認められた。

GPSによる連続観測により、図-3示す様に北海道西岸の留萌を不同点(9月29日)とすると、今回の地震により道東の各地は、釧路12(6)cm、斜里25(10)cm、根室42(18)cm東方に移動(()内は沈下量)していることが明らかにされた。今後の長期的観測結果に興味が持たれる。

Outline of the Damage Caused by Ground failure in 1994 Hokkaido-Touhou-Oki Earthquake ; Shosuke TOKI, Kinya MIURA, Migitoshi NISHIMURA (Faculty of Engin.,Hokkaido University),and Toshiyuki TAKAHARA (Graduate Student.,Hokkaido University)

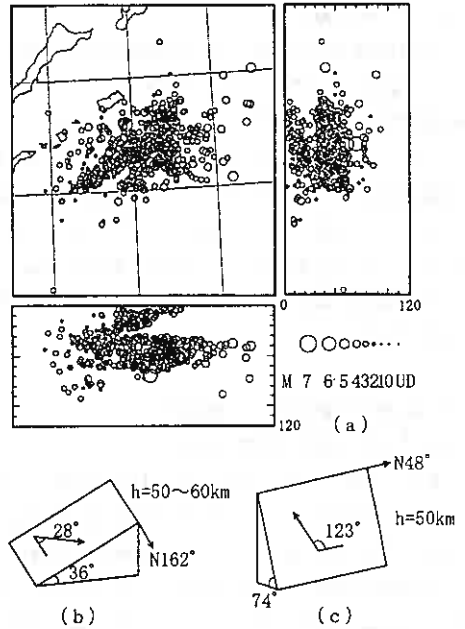
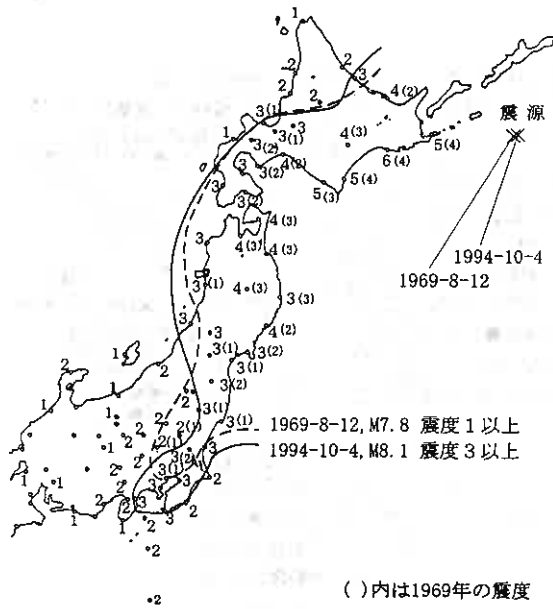


図-1 近年の大きな地震の震度分布

図-2 平成6年北海道東方沖地震の余震活動と想定断層面

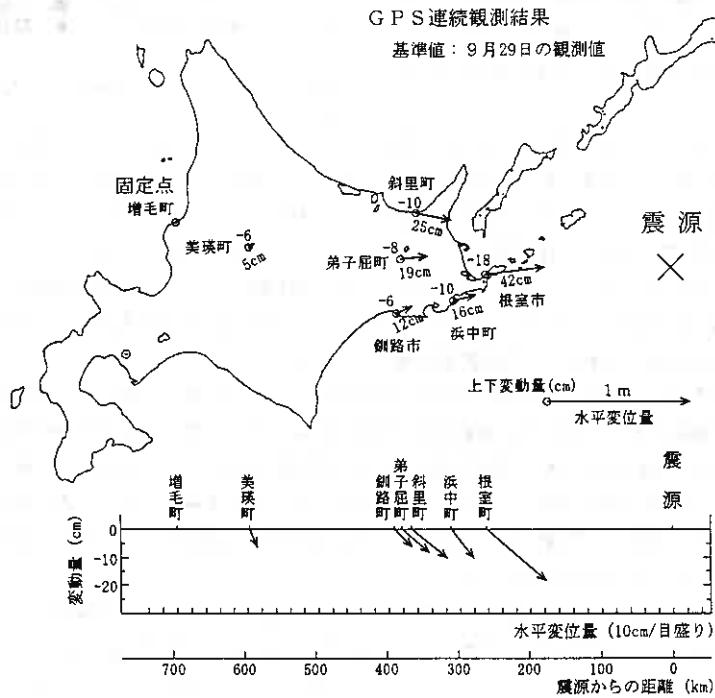


図-3 平成6年北海道東方沖地震前後の地殻変動

2.2 地震記録

各研究機関等で観測された強震記録を、図-4に示す。観測点の標高は何れも地表付近であるが、地盤条件等の観測条件の異なるデータが混在している他、同一地域に於いても観測機関によりかなり異なる観測結果が得られており、当然気象庁による震度とは必ずしも対応していない。近年水平方向および鉛直方向で1gを越すデータが国内外で記録されており、現在各機関進められている観測データの解析結果が期待される。

3. 北海道東部の地形・地質⁶⁾

図-5に北海道東部の地質を示す。

網走-浦幌以東の北海道東部は千島弧の続きであり、火山活動の有無によって内帯・外帯が比較的是っきり認められる地域である。知床半島から阿寒湖をへて十勝平野東縁の白糠丘陵に至る南西方向の山地が新生代後期の隆起帯である。この隆起帯の中部以北には第四紀火山の基盤をなして中新世の火山岩類海成層がある。南部(白糠丘陵)では新生代の火山活動はみられず、白亜系や古第三系が複背斜をなして露出し、その周辺にある新第三系も古第三系とともに褶曲している。

この白糠丘陵は、上部白亜系の泥岩・砂岩頁岩互層の上に、暁新世の泥岩を主とし砂岩頁岩互層、火山岩岩片に富む砂岩、礫岩をはさむ厚い累積がある。白糠丘陵の北西側には中新統の川上層群が、南側には中新統の厚内層群があり、いずれも海成の砕屑岩である。白糠丘陵南東側で、白糠丘陵の背斜構造(白亜系と古第三系)をとりまいて露出する厚内層群は主に硬質頁岩・凝灰質砂岩・泥岩などからなる海成中新統であり、下部から常室・厚内・白糠の各累層に分けられている。下位には古第三系があり上位には鮮新統～下部更新統の十勝層群・阿寒層群がある。

上述の知床・白糠の背斜帯は十勝平野に近づくると背斜軸の走向は南西からほぼ南北になり西に凸の弧状をなし、その内部や周辺に西に向かって衝き上げる逆断層が発達している。

この知床・白糠隆起帯の南東側には釧路平野-根釧原野がある。この地域は、第四紀に沈降帯が形成され、下部～中部更新統の釧路層群が厚く堆積した。釧路平野の釧路層群は、間に不整合をはさむ海進相と海退相のくりかえす厚い地層で、厚さは500mを下らない。釧路-根室地域の釧路層群は南にゆるく単斜し、白糠地域より粗粒岩に富んでいる。釧路付近は海岸平野を形成しており、厚さ100mに達する沖積層が分布し、その基底には埋没谷や埋没段丘面が伏在している。下部の砂・礫・粘土に続いて中部に海成粘土が発達し、上部の層相は海岸沿いでは砂丘砂、その内側では泥炭、川沿いでは砂礫と変化する。

このさらに太平洋側の釧路から根室半島をへて色丹島に続く地域は、千島弧外帯の隆起帯であって、新第三系は分布せず上部白亜系から古第三系にかけて整合一連の根室層群があり、白亜系が広く露出している。

また、オホーツク海に面した網走から斜里にかけての地域は、火砕流台地、河岸段丘、海岸砂丘からなる平野部である。

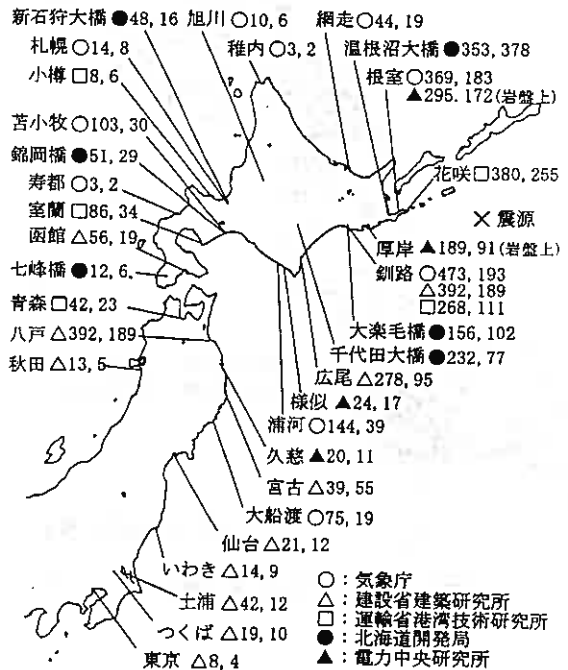


図-4 観測された水平および上下方向最大加速度



図-5 北海道東部の地質¹⁾

4. 被害の分類と特徴

表-1に平成5年釧路沖地震、北海道南西沖地震および平成6年北海道東方沖地震の北海道開発局事業別の被害箇所および災害復旧費を、また、表-2に北海道災害対策連絡本部による地震被害一覧を示す。

ここでは、釧路沖地震での被害とを比較しつつ、地盤および土構造物への主な被害について取りまとめる(図-6、表-3参照)。また、釧路沖地震での被害の詳細については参考文献²⁾を参照していただきたい。

表-1 地震被害一覧(北海道開発局事業別箇所直轄被害復旧費)

	平成6年 北海道東方沖地震 ¹⁾	平成5年 北海道南西沖地震 ²⁾	平成5年 釧路沖地震 ³⁾
道 路	4路線13箇所	4路線12箇所	9路線30箇所
河 川	5河川34箇所	2河川42箇所	5河川63箇所
農 業	7地区224箇所	7地区27箇所	7地区9箇所
漁 港	5漁港	3漁港	2漁港
港 湾	3港湾62施設	6港湾	5港湾28施設
合 計	102,768千円	31,443,488千円	38,427,039千円

*)、**)、***)はそれぞれ、平成6年12月1日、7月22日、11月14日現在の北海道開発局開発調整課資料による。

表-3 地震による被害の分類 (その1)

(a) 道路の被害	
a-1	厚床～根室 (国道44号)「橋梁盛土の被害」 ・複数の橋梁取付部において段差が発生 ・東梅橋はその中では目立つ被害
a-2	厚床～別海 (国道243号)「橋梁盛土の沈下、盛土の被害」 ・矢白別橋の取付道路の沈下大、段差20cm、周辺で盛土の沈下 ・矢白別から別海寄りで盛土の沈下大、亀裂深く、一次通行止め
a-3	虹別～札友内、弟子屈町管内 (国道243号)「盛土の被害」 ・片側斜線決壊、片側通行 ・盛土の変状により中央に大きな亀裂・仁多川沿いの道路盛土の路肩部崩壊、電柱の傾斜
a-4	標津～尾岱沼～厚床 (国道244号)「橋梁盛土の沈下、盛土の変形」 ・橋の取付部および路肩への被害数箇所 ・尾岱沼付近では地盤の沈下、マンホールの浮上、電柱の傾斜多数
a-5	釧路～中チャンベツ (国道272号)「橋梁盛土の沈下、盛土法面崩壊」 ・被害は中チャンベツ寄り3kmに集中、通行止 ・弥生橋、藤橋付近では取付部の沈下が大、路肩も崩壊 ・沢地形では150mにわたる法面の崩壊が発生、路肩沈下は30cm、亀裂深さ3m、長さ100mで路肩に亀裂30cm、段差1m ・道路盛土の片側車線崩壊、法面のすべり、長さ20m ・盛土が崩壊し、大きなうねり発生、長さ200m、両肩の法面崩壊 ・中標津町へのバイパス、路肩が落ち段差1m
a-6	中チャンベツ～国道243との交点 (国道272号)「橋梁盛土の沈下、盛土法面崩壊」 ・茶安別橋の前では80cmの段差(南側)と盛土の崩壊(北側) ・中チャンベツ寄りの釧路から35～38km区間では被害が集中、一般車両の通行困難 ・盛土片側車線の崩壊、路肩の崩壊、亀裂段差が多数 ・別寒橋、西フッポウニ橋、西風運橋、新富橋では取付部で被害大
a-7	国道243との交点～中標津 (国道272号)「橋梁盛土の沈下、盛土の法面崩壊」 ・上春別までの間、段差多数 ・稔橋、豊岡橋、中標津大橋の取付部盛土で被害大、片側車線崩壊、路肩崩壊、亀裂・段差多数
a-8	中オソツベツ～標茶 (国道274号)「橋梁盛土の沈下」 ・中オソツベツ寄りで盛土の被害多数 ・西橋、東橋で取付部の沈下
a-9	遺矢～五十石 (国道391号)「盛土の被害、橋梁盛土の沈下」 ・路肩の破損多数、道路のうねり ・橋の取付部では例外なく段差15cm程度
a-10	別海～中標津 (道道15号、根室・中標津線)「盛土被害、カルバートの破損」 ・歩道と路肩への被害大きく、路肩の沈下40cm、噴砂を確認 ・カルバートの上部盛土で横断亀裂と段差、歩道の陥没で50cm水平移動 ・別海から3.6kmで、路肩の局所的な崩壊、電柱の傾倒、沢地上の盛土に被害 ・大きな道路被害8箇所、通行が非常に困難
a-11	標茶～虹別 (道道31号、中標津・標茶線)「橋梁盛土の沈下」 ・路肩の破損多数、橋梁取付部では段差 ・大坂橋で最大の被害、段差40cm
a-12	厚床～中チャンベツ (道道33号、厚床・標茶線)「橋梁盛土の沈下、道路盛土崩壊」 ・中本橋付近では路肩の法面すべり、縦横断の亀裂が多数 ・国道272との交差点で盛土の崩壊、一時通行止 ・下チャンベツ付近では道路の片側50m区間で沈下20cm
a-13	中チャンベツ～標茶 (道道33号、厚床・標茶線)「盛土の被害」 ・盛土部の被害大きく、亀裂と段差多数 ・50mに渡って路肩に被害、沈下3.5m、水平移動2～4m、ガードロープ宙吊り ・中チャンベツから5km地点で道路中央に縦断亀裂発生、幅30cm ・同じ位置で法面のすべり
a-14	中標津空港東 (道道774号、川北中標津線)「カルバートの破損」 ・盛土下のボックスカルバートが分断 ・土砂が流入し、盛土は陥没
a-15	中春別～依橋 (道道994号、中春別・依橋線)「盛土法面崩壊、橋梁盛土沈下」 ・段差と亀裂が頻発、路肩の沈下 ・中春別より6km、100mに渡って、路肩に被害、法面すべり ・美広橋で取付部で段差30cm、盛土が崩壊
a-16	砂川橋 (道道1034号、中標津・斜里線)「橋梁盛土の崩壊」 ・取り付け盛土の崩壊、高低差250cm、迂回路として旧道を使用
a-17	羅臼町(道道736号、知床公園羅臼線)「落石の危険による通行止」 ・第一モセカルベツ覆道脇の高さ60mの崖の上で推定300tと400tの岩石が不安定化 ・12月2日に爆破による岩石の除去
(b) 鉄道の被害	
b-1	茅沼～五十石 (釧網本線、標茶町)「盛土の崩壊」 ・高さ4mの盛土が延長300mにわたって陥没、最大沈下量は1.2m ・沢地形における軟弱地盤上の盛土で、釧路沖地震でも陥没による被害 ・釧路から標茶までの範囲では大きな盛土被害が5箇所が発生
b-2	別当賀～落石 (根室本線、根室市)「盛土の陥没」 ・延長1,400mにわたって盛土が断続的に陥没 ・深さ1mの亀裂が発生し、軌道は宙吊りとなり蛇行 ・傾斜基盤上の盛土ですべりが発生 ・厚岸から根室にかけては大きな盛土被害が5箇所が発生

表-3 地震による被害の分類 (その2)

(c) 港湾の被害	
c-1	釧路港東港区漁業埠頭「エプロンの沈下、亀裂発生」 ・エプロンの内液状化対策をしていない区間で液状化が発生し、亀裂、噴砂が発生して沈下 ・既設矢板と新設ケーソンの間の裏込部は最大40cm沈下 ・新設ケーソンには沈下、回転などの被害はなし
c-2	根室港花咲地区岸壁「液状化による重力式岸壁の被害」 ・岸壁背後の埋立地盤が大規模に液状化し、噴砂、亀裂、陥没が多数 ・突堤式埠頭先端のケーソン岸壁は前延長にわたって迫り出し、背後のエプロンは沈下して最大1mの段差が発生 ・埠頭サイドの護岸も前面に沈下、滑動
c-3	根室港花咲地区東物揚場「重力式岸壁の被害」 ・L型ブロック式および場所打ちコンクリート式岸壁が傾斜、沈下 ・エプロンでは液状化による亀裂と噴砂
c-4	霧多布港「液状化による岸壁の被害」 ・ほとんどすべての岸壁と護岸で亀裂や段差、迫り出しを確認 ・釧路沖地震では浜中湾沖側に被害が集中したが、今回は琵琶瀬湾側でも被害が発生 ・中央地区では北護岸および岸壁が液状化により被害、コンクリートスラブおよび排水溝の乱れが激しく、段差は最大1m ・本町地区、では物揚場全体にわたって、亀裂最大30cmと段差30cm以上
c-5	尾岱沼漁港「液状化による被害」 ・埠頭一帯で被害が大きくほとんどすべての施設に被害 ・背後の埋立地でも噴砂が多数で、道路や排水溝周辺で段差マンホールが浮上 ・中央埠頭では液状化による被害が激しく、全体に30cm沈下し、最大では60cm岸壁も迫り出し、コンクリート床版が大きく波打 ・南側埠頭、北側埠頭も岸壁の迫り出し ・北側防波堤ケーソンは5cm程度移動
(d) 河川堤防の被害	
d-1	釧路川「堤防の被害」 ・被害の延長は1,000m程度で、下流域では法面の変状は軽微 ・液状化による大規模な沈下、陥没の発生は無し ・上流オソベツ堤防では延長700mに堤防天端にクラック
d-2	標津川「堤防の被害」 ・延長が短いすべり破壊が多数発生 ・標津橋付近では天端に縦横のクラック多数
(e) 住宅地の被害	
e-1	茅沼別荘地 (標茶町茅沼)「宅地盛土の崩壊」 ・釧路沖地震で被害を受けた宅地造成盛土斜面が再度大きな被害を受け、沈下は最大30cm、7、8軒の家屋に不同沈下 ・盛土の上部では噴砂が数箇所で見られ、液状化による被害であることを確認
e-2	中標津町市街「宅地盛土の被害」 ・東11条南6丁目では片切盛の宅地造成盛土が側方に大きく移動、沈下し、複数の住宅が全壊または半壊 ・湿地上の盛土で、地下水位の高い盛土の流動化が原因 ・町全体では全壊3棟、半壊3棟
e-3	斜里町市街「液状化による被害」 ・港町、前浜町では道道斜里港線の海側歩道で100m以上にわたって液状化による噴砂が見られ、マンホール、下水管の浮上、歩道の陥没、電柱の傾斜が発生した ・本町公園では大量の噴砂が発生 ・光陽町ではサイロの基礎の座屈による被害が発生
(f) ライフラインの被害	
f-1	根室市街地「埋設管の被害」 ・上水道配水管の亀裂、折損、脱管により9,450世帯で断水 ・歯舞地区全域も断水、農業用水も全域で断水 ・一部ではマンホールや管渠にも被害
f-2	別海町「埋設管の被害」 ・上水道配水管が被害を受け一次的に3,700世帯で断水
f-3	中標津町市街地「埋設管の被害」 ・約3,000戸が断水 ・5,900戸で停電 ・東9条北7丁目ではマンホールが大きく浮上 ・町全体では200箇所以上のマンホールが浮上あるいは陥没の被害を受け、管路は総延長の1割に被害
f-4	標津町市街地「埋設管の被害」 ・上水道は65箇所で破損 ・マンホールが浮上あるいは陥没により、延長の65%の12.7kmに被害
f-5	斜里町市街地「埋設管の被害」 ・光陽町では5箇所連続してマンホールの浮上、最大70cm

4.1 道路の被害

図-7に国道および道道の被災地点を示す。円の大小は被害の程度を表わし、大きなものは比較的被害の大きい地点である。被害は国道では11路線198箇所(表-4参照)、道道では1,762箇所(平成6年11月現在)と関係機関で取りまとめられている。被害の中心は盛土で、釧路沖地震では釧路を中心に被害が集中していたが、今回は知床半島と根室半島に挟まれ根室海峡に向かって東に開いている三角形の地域に広がっている。

ここは火山灰が厚く堆積した台地を多数の中小の河川が沢を刻んでいるところであり、被害のほとんどはその沢を横断する盛土および橋梁の取付盛土で発生している⁹⁾。釧路沖地震との共通した特徴は、沢地形の集水作用によって盛土内の地下水が高かったところおよび軟弱地盤上に建設された盛土で被害の規模が大きくなっている。釧路沖地震での大きな被災箇所では「排水施設を設置して地下水位を下げ」「補強材で盛土を補強する」などの対策を実施して復旧されていたが、そのような箇所では周辺に比べても盛土の変形や亀裂はほとんど無く、被害を免れたようである。

表-4 東方沖地震の路線別被災箇所数

路線名	被災内容	被災箇所数	うち大規模被災箇所数
38号	路肩崩壊など	3	0
44号	路肩崩壊など	26	0
240号	法面崩壊など	7	0
243号	法面崩壊など	17	2
244号	路面陥没など	30	4
272号	路面陥没など	60	6
274号	路肩陥没など	17	0
334号	橋梁部の段差	1	0
335号	法面崩壊	1	1
391号	路肩崩壊など	32	0
392号	路肩崩壊など	4	0
合計		198	13

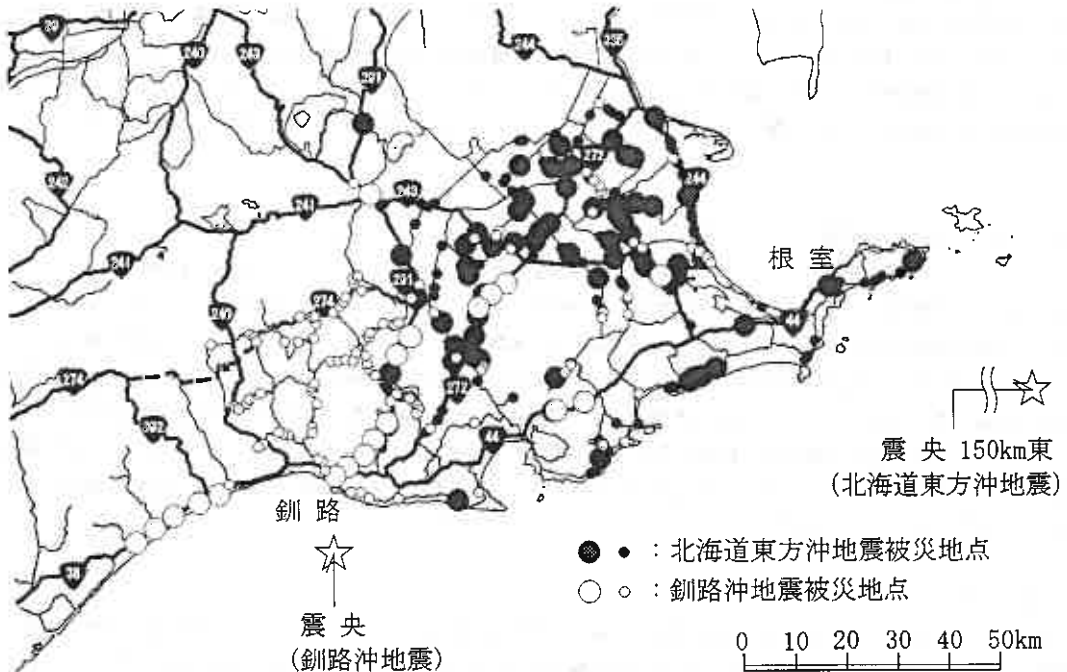


図-7 東方沖および釧路沖地震における主要道路被災地点

4.2 鉄道の被害

鉄道の被害は根室本線と釧網本線で発生したが、地震発生直後の運転停止と調査によって列車および乗客へ被害は無かった。この2路線では、根室本線池田～釧路間と厚岸～根室間および釧網本線東釧路～斜里間で不通となり、最も規模が大きかった釧網本線塘路～標茶間が復旧したのは11月2日であった。築堤・路盤、軌道、橋梁などへの被害の箇所は合計231箇所、被害の規模も釧路沖地震を上回った。道路の場合と同様、単純には比較できないが、釧路沖地震後に復旧した箇所の80%は対策工の効果により被害を免れている。

4.3 港湾の被害

港湾・漁港の被害は34港にわたり、小規模ながらも広く分布している。大規模な砂州に位置している霧多布漁港と尾岱沼漁港ではほとんどの施設が被害を受けた他、根室港花咲地区では重力式岸壁において液状化による大きな被害が発生した。釧路沖地震では液状化による大きな被害が多数発生した釧路港では、主な被害は漁業埠頭など東港区の一部におけるエプロンの沈下と亀裂に止まり、岸壁本体の被害はなかった。なお、空港の機能を阻害する被害は発生していない。

4.4 河川堤防の被害

河川堤防の被害は音別川から釧路川、標津川にかけての大小の河川で広く発生した。釧路沖地震では最も被害が大きかった釧路川の築堤では、前回の10分の1程度の被害であったが、震源から近い標津川では延長が短い滑り崩壊的な被害が多数発生した。

4.5 住宅地の被害

住宅地の被害は釧路市から根室市、斜里町にかけての道東全域に広がっている。釧路沖地震で被害が集中した釧路市では今回も緑ヶ岡地区、愛国ニュータウンなどで噴砂が確認されたが、被害の程度はかなり小さかった。標茶町茅沼および中標津市街では造成盛土が崩壊し、多数の住宅に全壊、半壊の被害が発生した。茅沼地区の盛土は釧路沖地震で大きな被害となった箇所で、今回噴砂が確認されたことから盛土の崩壊は液状化が原因であることがわかった。

4.6 ライフラインの被害

ライフライン関係ではほとんどすべての施設が被害を受けたが、釧路市の都市ガスの被害は軽微であった。上水道は根室市、中標津町、別海町などの各地で合計15,000戸が断水になった。下水道では各地でマンホールの浮上、陥没や管渠の被害が報告され、特に中標津町、標津町では多数のマンホールが浮上するなど、釧路沖地震において釧路町で発生したと同様の被害が見られた。釧路町では復旧した箇所での埋戻土の圧縮による地表面の沈下（最大で20cm程度）が見られたが、マンホールや管渠への大きな被害は少なかった。電力施設では発電施設の被害はなかったが、変圧器と電柱の傾斜が中標津町を中心に多数発生し、停電は30,000件以上に及んだ。NTTの通信網は多経路化が進み、機能が停止することはなかったが、光ケーブルの軽微な折損12件と釧路～弟子屈線、標茶～根室線の2箇所では光ケーブルが切断した。

5. あとがき

震源に近い北方領土では死者11人を含む人的被害も大きく、新聞の伝えるところでは色丹島では住宅の9割が倒壊するなど、道路施設、漁業施設などが大きな打撃を受け、寒さに向かう折り多くの住民が厳しい生活を強いられたようである。地震による被害は施設を破壊するに留まらず、生活環境全体をも崩壊させる。その結果、過半数

にも達する住民が離島を希望しているとも報じられている。インフラストラクチャーを含む生活環境全般の耐震性が重要であることが改めて認識される。

地震の度に話題となる、同じような条件の箇所での災害の発生が、今回も話題となった。しかし、前回の地震で被災し、適切な対策を施して改修した構造物、およびに耐震対策を講じた構造物にほとんど被害が無かったのは、今後を示唆的な点が多い。釧路沖地震で話題となった地表の凍結の影響についての興味有る研究成果が、今後に期待できよう。

重軽傷者数は釧路沖地震のほぼ半数の約 400 名であったこと、さらに死者が出なかったことは幸いであった。地震災害対策の進展と、前年の 2 度の地震の教訓が生かされたと考えられる。

この報告の作成にあたり、記録と調査結果を引用した多くの、国および企業の研究機関、また、地震についての資料とその解説を頂いた北大理学部本谷義信助手に、記して謝意を表させて頂く。

参 考 文 献

- 1) 山下聡：北海道東方沖地震発生、土と基礎、Vol. 42, No. 12, pp. 59-61, 1994.
- 2) 西川純一・鎌田拓司・山下彰司：1994年北海道東方沖地震における道路、鉄道、河川堤防の被害、土と基礎、Vol. 43, No. 4, 1995.
- 3) 水野雄三・笹島隆彦：1994年北海道東方沖地震における港湾の被害、土と基礎、Vol. 43, No. 4, 1995.
- 4) 武田寛・和泉孝夫・坂本容：1994年北海道東方沖地震における住宅地、ライフラインの被害、土と基礎、Vol. 43, No. 4, 1995.
- 5) 例えば北海道大学地震観測センター：北海道防災会議94年北海道東方沖地震資料、1994.
- 6) 勘米良亀齡・橋本光男・松田時彦：日本の地質、岩波書店、1994.
- 7) 地質調査所：日本地質図体系 北海道地方、朝倉書店、1990.
- 8) 土質工学会：1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書、1994.
- 9) 日経コンストラクション：速報・北海道東方沖地震、1994. 11-11号

参考にした資料一覧

- 佐藤工業(株)：1994年北海道東方沖地震被害調査報告、1994.
清水建設(株)：平成6年北海道東方沖地震被害調査報告、1994.
応用地質(株)：1994年10月4日北海道東方沖地震被害調査記録集、1994.
金沢大学工学部：1994年北海道東方沖地震調査報告、1994.

北海道東方沖地震における道路盛土の被害状況

北海道開発コンサルタント(株) ○正員 和泉 孝夫
 北海道開発コンサルタント(株) 正員 林 啓二
 北海道釧路土木現業所 畑中 弘
 北海道釧路土木現業所 小馬谷秀次

1 まえがき

1994年10月4日夜に発生した北海道東方沖地震は根室東方沖 170kmを震源地とするマグニチュード(M)8.1の津波を伴った大地震であり、道東の根室管内を中心に大きな被害が発生した。この地震による各地の震度は根室、釧路で6をかぞえ、多くの諸施設に深刻な打撃を与えた。本報文はこれら被害のうち、特に不通区間33路線と広域な被害にさらされた道路盛土の状況について地震直後の視察結果、その後の地質調査、1993年釧路沖地震との対比など、とりまとめて報告するものである。また、被害が広範囲であるため、ここで報告する一部は新聞報道、関係市町村、北海道開発局等の資料も含まれていることをお断りしておく。



図-1 北海道東方沖地震前後の地殻変動
 (北海道新聞より)

2 北海道東部の地質

地震時の地殻の特性は地形、地質と密接な関係がある。今回被害が集中した地域は北海道東部に分類され、さらに3つのブロックに大別して述べるが、特に被害が集中した中標津町、別海町は②ブロックの根釧原野に位置づけられ、多くの大小河川が台地部を洗削し複雑に入り組んだ沢地形が広域に分布している。

- ①ブロック ~ 第四紀更新世の釧路層群等を被覆する阿寒、屈斜路両火山碎屑流の鶴居丘陵と泥炭地からなる釧路湿原の地域
- ②ブロック ~ 根釧段丘のうち更新世の粘土、砂礫を被覆する屈斜路、摩周両火山からの降下火山灰が厚く堆積する地域
- ③ブロック ~ 根室段丘のうち、白亜紀の泥岩を基盤とする層が主体となる釧路市東部から根室半島にかけての太平洋沿岸地域



図-2 北海道東部の地質

Road Bank Damages caused by the Hokkaido-Touhou-Oki
 Takao ISUMI, Keiji HAYASHI (Hokkaido Engineering Consultants Co., Ltd), Hiroshi HATANAKA,
 Toshitugu KOMAYA (Hokkaido Department of Public Works)

3 釧路沖地震との対比

図-3.4に前回と今回の被害箇所を示すが、前は釧路渚原を中心に被害が発生したが、今回は道東を中心に被害が発生した。いずれも沢地形部などに位置する道路盛土において被害が集中し、目視による被害要因は、前回同様。

○ 泥炭地 ○ 沢地形 ○ 地下水位 ○ 切盛境界部 ○ 盛土材
が起因していると判断する。

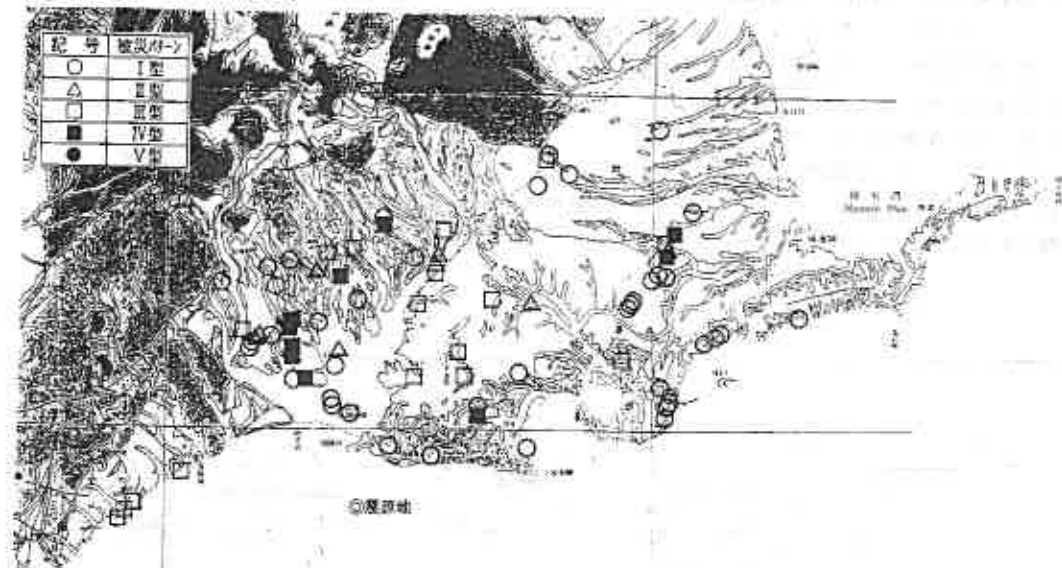


図-3 1993釧路沖地震における被災パターン

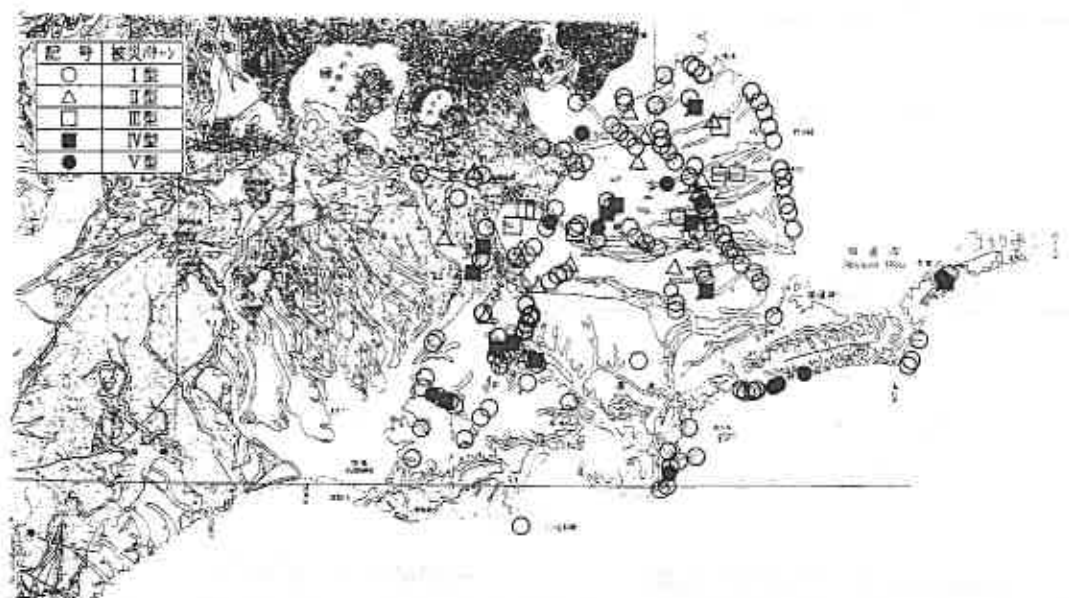


図-4 1994年北海道東方沖地震における被災パターン

4 釧路沖地震復旧対策工の検証

釧路沖地震における被害要因は、

- ㊦ 地下水浸透
- ㊧ 泥炭性軟弱地盤における盛土浸水部
- ㊨ 地盤条件の変化部

が強い地震動により液状化して道路変状を起こした。

このため、対策工としては、

- 1) 部分的な崩れを防ぐ盛土補強工（ジオテキスタイル）
- 2) 路体内に水位を上げない縦横断排水工
- 3) 盛土法尻保護のためのフロンカゴ
- 4) 盛土を安定させる置換砂利基礎工

を選定して施工を完了させているが、北海道東方沖地震に対しては、無～軽微な損傷で対策工の有効性が立証された。



図-5 復旧工法概念図

（釧路開発建設部 釧路沖地震記録より）

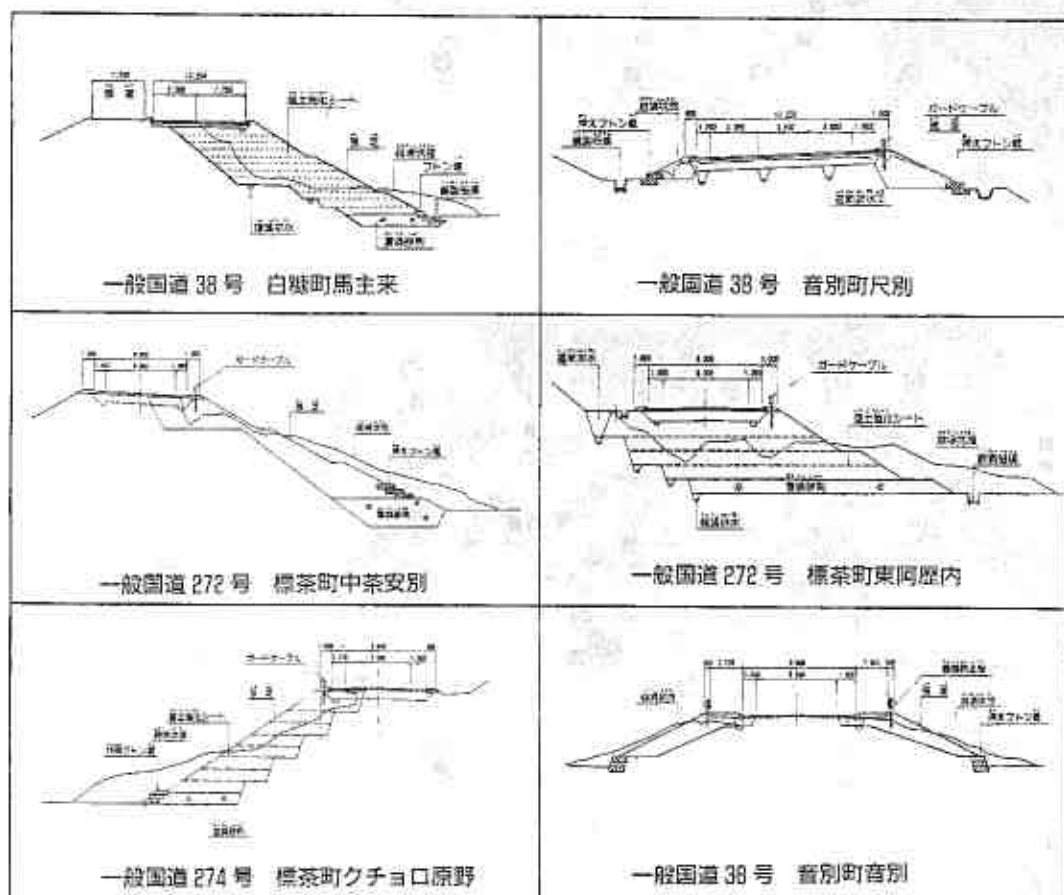


図-6 釧路沖地震復旧工法概念図（釧路開発建設部 釧路沖地震記録より）

5 東方沖における盛土崩壊個所の代表例

写真-①, ②は本地震で特に大きな被害が発生した中標津, 別海管内の道路被害写真である。地質調査結果よりこれらの土層条件は, 図-7, 8に示すごとく,

図-7 ~ 泥炭地盤内にしずみ込んだ盛土内液状化

図-8 ~ 地形変化点で, かつ地山からの水が盛土内に形成されたための盛土内液状化と, いずれも盛土内液状化であったことが判明した。



図-7 泥炭地の被災例



図-8 地形変化部の被災例



写真-① 中春別依橋線



写真-② 一般道々泉川線

7 あとがき

北海道東方 170km付近を震源地とした東方沖地震は、近接する色丹島などの島々に壊滅的被害をもたらし、釧路・根室管内の諸施設にも多大な爪痕を残した。特に震源地に近い根室管内は、全体被害の60~80%と集中し、地震の多い道東でも比較的少なかったこれらの地域に対して、大きな打撃とともに今後の地震に対する教訓を残した。津波による被害は幸いにも小さなものに留まったが、テレビの速報は昨年の奥尻島を思い起こさせ、短時間に3度の震災に見舞われた北海道は、正に地震の巣であり、改めてその対策についてとり組む必要性を痛感した。

筆者らは、余震が続く5日~7日にかけて釧路・根室管内の被害状況視察をとり急ぎ行ったが、道路が至るところで寸断され、噴砂現象、家屋倒壊、マンホールの浮き上がり等を間近に目にし、その破壊力の凄まじさを改めて認識した。また、立ち寄った食堂も断水、停電のため営業停止状態であり、住民は焦燥の中で復旧作業をこなしていた。

今回の地震での道路被害の特徴としては、地震動による盛土体の崩壊に加え、図-10(a)の泥炭地盤上の沈下した盛土材(サンドマットを含む)の液状化、または図-10(b)の沢部に堆積した2次堆積物の火山灰質砂の液状化が挙げられ、これに加え地山勾配の違いなど線形地下水が盛土内に侵入する状態にある場合は、盛土材(火山灰質砂)自体の液状化が加わり大崩壊が発生したものと判断する。

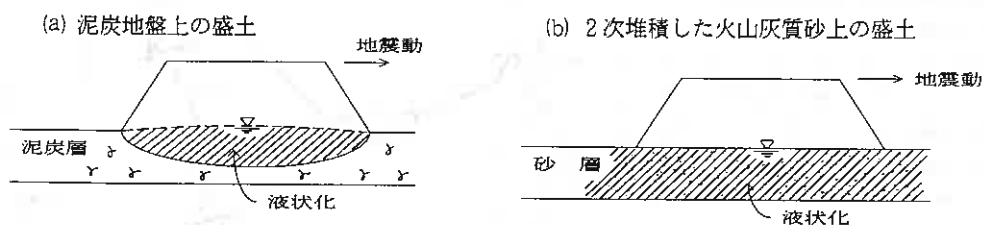


図-10 液状化による代表断面

これら道路盛土の対策工法の有効性は、釧路沖で一部検証されており、現状では、この程度でとりあえず機能するものと考えられる。また、今後の新設道路においても泥炭地、低地、沢部においては排水処理、フトンカゴ等若干の耐震構造とした対策工が必要と考えられる。

参考文献

- 技術報告集第34号 土質工学会北海道支部
- 釧路沖地震記録誌 北海道開発局釧路開発建設部

北海道東方沖地震による液状化被害の特徴

基礎地盤コンサルタンツ(株) 正会員 山下 正良
同上 正会員 斉藤 和夫
同上 正会員 小西 彰
同上 ○ 正会員 長崎 淳

1. はじめに

1994年10月4日午後10時23分、釧路・根室地方を震度6の烈震が襲った。「平成6年(1994年)北海道東方沖地震」と命名されたM_s 1の巨大地震は、負傷者は435人(死者は0)であり、「釧路沖地震」の956人に比べると地震規模の割には人的被害は少なく、物的被害も小さかったが、被害は根室地方を中心として広範囲に及んでいる。我々は地震による各種被害と地盤との関連に着目して、地震直後から延べ2週間にわたって現地調査を実施した。本報告は現地調査結果をもとに、特に液状化が要因となる各種構造物の被害を、地形・地盤条件という観点からまとめたものである。

2. 液状化発生地点と地形の関係

今回の地震の液状化発生地点を、筆者らの調査結果をもとに図示すると図-1のようになる。これによると液状化が集中して発生し、かつ顕著な被害が生じた地域は、1)釧路港、花咲港等の港湾地域、2)標津町、中標津町等の低地(平地)、3)釧路市美原、緑ヶ丘の3地区にまとめられる。これらの3地区の内、1)~2)の地域の地形は、過去の地震でも液状化しやすい地形として一般に知られている。なお、3)釧路市美原、緑ヶ丘の被害は、盛土または下水道の埋戻し土に使用された材料が液状化して被害が生じたものであり、昨年の釧路沖地震でも確認された地点である。

3. 液状化被害

液状化による構造物の被害は、建築物、港湾・漁港、堆中埋設物など多種にわたっている。表-1に主な液状化被害の概要をまとめたが、今回の地震はそのうち港湾・漁港、下水道施設への被害が目立った。



図-1 東方沖地震による液状化発生地点と概略調査ルート

Characteristics of Liquefaction-Induced Damage in the Hokkaido Toho-Oki Earthquake
Masayoshi Yamashita, Kazuo Saito, Akira Konishi, Jun Nagasaki (Kiso-Jiban Consultants Co. Ltd)

3.1 港湾・漁港の被害

(1) 釧路港東港区

東港漁業埠頭南側7.5m岸壁は、釧路沖地震の際に大きな被害を受けたため、図-2³⁾に示すように旧法線より20m前出してケーソン岸壁が新設されている。その際背後の一部はグラベルドレーン工法(GD工法)による液状化対策が実施されている。

写真-1に示すように新設ケーソン部には変状はなく、岸壁隅角部を除けば岸壁のはらみ出しは見られなかった。一方原形復旧されたケーソン背後では、釧路沖地震に比べれば小さい沈下量ではあるが、写真-2に示すように液状化による沈下(ケーソン境界から旧法線間で最大20cm、GD工法打設背後から控え組杭間で最大45cm)が生じ、再び液状化による被害を受けた。

(2) 釧路港西港区

西港第二埠頭南側岸壁は、釧路沖地震でアンローダー軌道部の背後地盤に約50cmの沈下が生じる被害を受け、復旧工事の際に液状化対策(固結工法、GD工法)が実施された。今回の地震では目に見える被害はなく対策効果が確認された。また、釧路沖地震の時すでに液状化対策が実施され、対策効果が立証された東港中央埠頭、西港第三埠頭では、今回の地震でも被害はなく、2度目の大地震に対して効果が確認された。

表-1 主な液状化地点と被害の概要

液状化地点・構造物の種類	被害の概要	
東港区	漁業埠頭	南側岸壁は復旧地盤の沈下による設置や亀裂が多数発生
	老埠頭	排水路の沈下はなれ、道路の亀裂
西港区	第1~3埠頭	道路の亀裂、板打り、埠頭内部の亀裂、施設などで被害は軽微
東港区	東地区	-10m岸壁のはらみ出し、背後地盤の沈下によるエプロンの亀裂、設置
	中央地区	エプロンの亀裂、沈下、設置、岸壁のせり出しによる傾きと設置
	西地区	エプロンの亀裂、沈下、設置、防波堤ゲートのレールに不調
西港区	漁業埠頭	岸壁エプロンの一部に沈下が生じた程度で、被害は軽微
東港区	埠頭と陸岸で亀裂や設置、岸壁のはらみ出し、エプロンの沈下	
中標津町	2Fマンホール設置	周辺地盤の沈下、漏洩
中標津町	下水道	管路上の陥没沈下、マンホールの浮き上がり多数発生
	横断歩橋	周辺地盤の沈下
標津町	下水道	マンホール浮き上がり、管路上の陥没沈下多数発生
	下水路	マンホール浮き上がり(桂ヶ丘)、埋砂(奥原)
釧路市桂ヶ丘・奥原	下水路	埋砂付近の埋設管員の浮上(約3cm)
標津町	茅葺	地割れ、瓦土の崩壊、側壁地盤の变形
	石碓地	
標津町	住宅	住宅傾斜の増大、瓦じり地盤の沈下

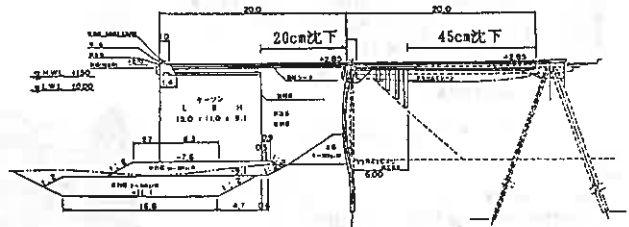


図-2 東港漁業埠頭南側岸壁の復旧断面図³⁾



写真-1 東港漁業埠頭南側岸壁ケーソン部



写真-2 東港漁業埠頭南側岸壁17mの沈下

3.2 下水道の被害

下水道施設の被害は、主に中標津町、標津町において管路上の路面沈下やマンホールの浮き上がり等が顕著であった。これらの被害は、マンホール周辺部、路面陥没部および歩道脇において噴砂跡が確認されたことから、埋戻し土や埋設管底のゆるい砂質土層の液状化が原因と推定される。一方、釧路沖地震において大きな浮き上がりを生じた釧路町木場、桂木の下水道マンホールは、今回の地震では最大20cm程度地表に突出した。

(1) 標津町

オホーツク海に面する標津町の地盤は、図-3地質想定断面図に示すように海岸寄りの地域は砂州と思われる締まった砂および隙が浅い深度で出現するが、やや内陸になると泥炭が2~3mの厚さで堆積する軟弱地盤となっている。図-4には標津町の平面図にボーリング地点と被害の大きかった管路の位置を示した。路面沈下の多くは、写真-3に示すように下水道管渠の埋設部分に沿って生じ、マンホールの浮き上がり、路面の陥没および填砂が確認された。マンホールの浮き上がり量は最大20cm程度、地盤の沈下量は最大40cm程度であり、埋設地点によって変位量は異なっている。

標津町で実施された土質柱状図をもとにボーリング地点毎に地層構成をモデル化し、表-2に示すような3種類のタイプに分類した。各タイプの地盤の分布は図-4に併記した。ここで図-4地盤タイプ分布図と、表-2に示す目視または鋼巻尺を用いて測定した被害量と下水道の被害状況との関係について調べた結果、各地盤タイプによる被害の特徴は次の様にまとめられる。

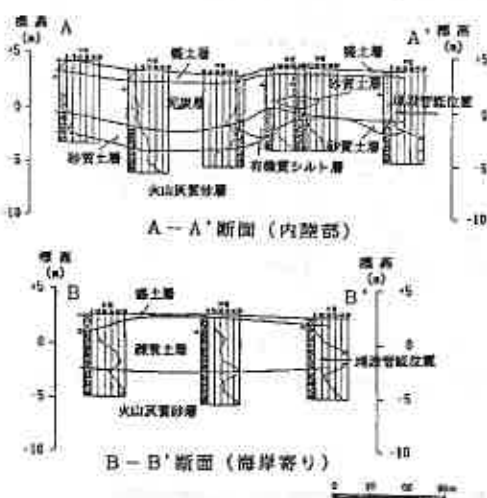


図-3 海岸部と内陸部の地質断面図 写真-3 下水道マンホールの浮き上がりと路面の沈下・陥没 (標津町)

表-2 地盤タイプと下水道管渠の被害の関係

タイプ	地盤タイプA層	代表柱状図	被害状況
A	火山灰質砂層	火山灰質砂層	マンホール の浮き上がり 量約10cm 路面沈下 量約10cm (10-20cm程度)
B	泥炭層 火山灰質砂層	泥炭層 火山灰質砂層	マンホール の浮き上がり 量約10cm 路面沈下 量約10cm (10-20cm程度)
C	砂質土層	砂質土層	マンホール の浮き上がり なし



図-4 標津町の地盤タイプ分布図

タイプA…埋戻し土の周囲には透水性の良い砂質土が存在することから、埋戻し土内に発生した過剰間隙水圧は原地盤に消散しやすい。このためマンホール底面の過剰間隙水圧はあまり上昇せず、浮き上がりにくいと考えられる。ただし原地盤も液状化した場合には、浮き上がり・沈下ともに大きくなる可能性がある。

一方、地盤沈下については、埋戻し土や原地盤が液状化しても、上位に存在する泥炭等によって地表への過剰間隙水圧の消散が起こりにくく、地盤沈下は生じにくいと考えられる。

タイプB…埋戻し土の周囲には泥炭層が存在することから非排水状態となり、液状化しやすくなる。このためマンホールの底面に過剰間隙水圧が長時間保持される可能性があり、マンホールは浮き上がりやすくなる。過剰間隙水圧は埋戻し土の移動とともに上方に消散し、埋戻し土の部分が沈下すると考えられる。

タイプC…埋戻し土の周囲には、良く締まった透水性の良い砂礫層や砂質土層が存在することから、埋戻し土内に発生した過剰間隙水圧は上昇せず、埋戻し土及び周辺地盤には液状化が起こりにくい。このため地盤や管渠には変状が生じない。

被害の大きかった路線は地盤タイプBの分布とはほぼ一致し、周辺の地盤状況がマンホールの浮上や埋戻し土の沈下に大きく関与するものと言える。なおタイプA～Cは、管渠の埋設条件と地盤条件の両方から便宜的に分類したものであって、マンホールの設置深度や地下水の位置および地盤状況によって被害の程度が個々に異なることはいうまでもない。今後、詳細な調査・解析により下水管路の被害パターン及び程度と地盤条件の関係が明らかにされることが望まれる。

(2) 火山灰(埋戻し土)の液状化

釧路市緑ヶ丘は、屈斜路軽石流堆積物からなる台地である。写真-4に示すようにマンホールの浮上と埋戻し土と見られる噴砂が確認された。この地域は釧路沖地震で下水道管渠に被害を受けたが、地盤が凍結していたため噴砂は今回ほど多くの地点で確認されなかった。図-5に噴砂と埋戻し土に使用されているものと考えられる被害地付近の露頭から採取した火山灰(屈斜路軽石流堆積物)の粒度分布を示した。両者の特性が類似していることから、液状化したのは管渠の埋め戻しに使用された火山灰であると考えられる。また同図には今回釧路市美原で採取した噴砂(造成盛土)も示したが、粒度特性から同様の火山灰と判断される。



写真-4 下水道マンホールの浮上と噴砂(釧路市緑ヶ丘)

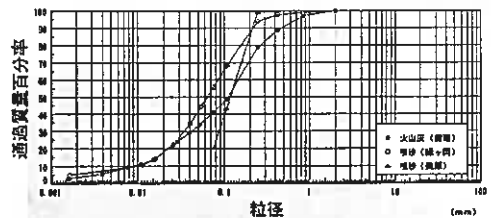


図-5 噴砂と火山灰(露頭)の粒度分布
(釧路市緑ヶ丘, 美原)

3.3 建築物の被害

(1) 標茶町茅沼

釧路市から約50km北方の標茶町茅沼の別荘地では、釧路沖地震の際に盛土が崩壊して9棟の家が全半壊するという被害があった。地震後は敷地内の丘陵を掘削した材料で盛土の復旧を行ったが、写真-5に示すように今回の地震で再び盛土が崩壊を起こした。被害の程度は釧路沖地震ほどではないが、釧路沖地震では噴砂の確認はできなかったが、今回の地震では盛土のり尻付近で噴砂と見られる火山灰性の砂が各所に噴出し

ていた(写真-6)。図-6に噴砂と盛土材の粒度分布を示したが、両者の特性が類似していることから、液状化したのは火山灰性の盛土材であると推定される。したがってこの盛土の崩壊は、液状化による盛土のせん断抵抗の減少と地震の慣性力が作用したことが原因と考えられる。

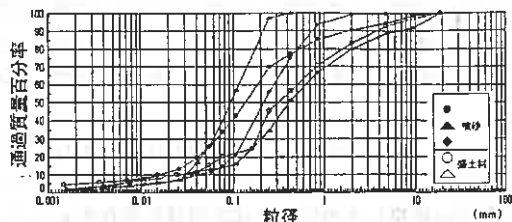


図-6 噴砂と盛土材の粒度分布(茅沼造成地)



写真-5 茅沼造成地の盛土被害



写真-6 のり灰付近に見られた噴砂(茅沼造成地)

(2) 泥炭の液状化

中標津町市街地の東北部にあるツルハースポーツセンターは、泥炭の液状化がはじめて確認された地点として報道された。被害は駐車場など敷地の地盤がかなり沈下した他、屋内床面の周面が最大30cm程度沈下・陥没した。写真-7は建物外周を示したものであるが、地盤が沈下している状況とともに、基礎部に泥水が跳ねたような跡が残っていた。また同様の形態の噴出物は、中標津町の特別養護老人ホームりんどう園、標津町の標津幼稚園(写真-8)で見られた。これらの噴出物は2層からなっており、表面にうすく分布するものの色調は黒褐色を呈していた。図-7には標津幼稚園で採取したものの粒度分布を示したが土粒子の密度は $\rho_s = 2.45\text{g/cm}^3$ 、自然含水比 $w_n = 145\%$ 、強熱減量による有機物混入量は16.8%と土質型としては腐植物混じり粘性土と判断され、いわゆる繊維質の発達した泥炭とは異なるものであった。一方下部は、平均粒径が0.38mmの砂であった。



写真-7 建物外周に残った泥水の跡(ツルハースポーツセンター)



写真-8 標津幼稚園での噴出物

現時点で泥炭が液状化するのは不明であり、今回確認した腐植物混じり粘性土は、地震直後には見られなかったとの情報もあり、今後これらの点も含めて有機物を含むいわゆる有機質土の液状化については、慎重に取り組むべき課題であると思われる。

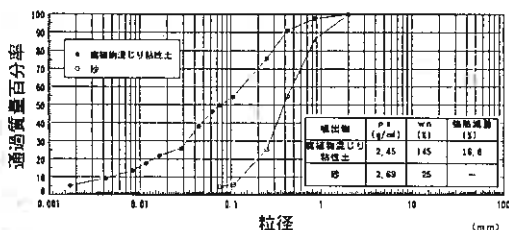


図-7 噴出物の粒度分布(標準幼稚園)

4. まとめ

北海道東方沖地震の液状化の発生と被害の特徴をまとめると次のようである。

- (1) 液状化が集中して発生し被害が生じた地域の地形は、過去の地震で液状化しやすい地形として一般的に知られる港湾地域と沖積低平地に加え、釧路沖地震で確認された釧路市美原の盛土、緑ヶ丘地区の下水道の埋戻し土で発生した。
- (2) 釧路港では東港漁業埠頭南側-7.5m岸壁ケーソン背後地盤において再液状化による被害が生じた。また、釧路沖地震による被災後、液状化対策工が実施された西港第二埠頭南側岸壁でその効果が再度確認された。
- (3) 中標津町、標津町、別海町では下水道の埋戻し土を中心に下水道被害(マンホールの浮上、路面の沈下)が生じた。特に標津町においては被害の程度が周辺の地盤状況に大きく関与するものと判断された。
- (4) 釧路市緑ヶ丘、美原において確認された噴砂は、それぞれ、管渠の埋戻しおよび盛土材と判断される火山灰と判断された。
- (5) 今回盛土被害にあった標茶町茅沼の別荘地においては、火山灰質土からなる盛土の噴砂を確認した。
- (6) シルバースポーツセンター(中標津町)他2箇所では、泥炭地において腐植物混じり粘性土の噴出物を確認した。

当報文作成にあたり標津町役場にはボーリング資料の提供をしていただいた。また、基礎地盤コンサルタンツ(株)森本氏、岡田氏をはじめ現地被害調査をともにされた方々に、末筆ながらお礼申し上げる次第である。

【引用・参考文献】

- 1) 基礎地盤コンサルタンツ(株)：平成5年(1993年)釧路沖地震 調査報告書, 1993
- 2) 基礎地盤コンサルタンツ(株)：平成6年(1994年)北海道東方沖地震 調査報告書, 1994
- 3) 土質工学会：1993年釧路沖地震・能登半島沖地震 災害調査報告書, 1994
- 4) 岡崎由夫：釧路の地質、釧路叢書第7巻, 1996

波浪による海底地盤の液状化によって発生した防波堤の沈下事例

岐阜大学工学部	正会員 岡 二三生
水産庁水産工学研究所	正会員 大槇 正紀
北海道水産部漁港課	正会員 鎌田 彰
岐阜大学工学部	正会員 八嶋 厚
北海道大学工学部	○ 正会員 三浦 均也

1. ま え が き

地震による地盤および土構造物の液状化現象が広く知られるようになってきたが、近年、海底地盤においても波浪によって液状化現象が生じることが明らかになってきた¹⁻⁵⁾。波浪による水圧変動が直接または構造物を介して海底地盤に作用すると、地盤内の有効応力が変化し、間隙水圧の周期的な変動あるいはダイレンタンシーによる間隙水圧の発生と蓄積によって有効応力がゼロになる場合がある。このとき、地盤は流体中に浮遊した状態になりせん断強度は失われるので、その地盤上の構造物は支持を失い、大きく変位して機能を失うことになる。

本論文では、北海道東部の漁港で生じた最大1.4mにも及ぶ防波堤の沈下現象を一つの事例として報告する。防波堤の沈下原因を明らかにし、復旧工事に向けての沈下防止対策工を決定するために現地調査を行った。現地調査では、波浪特性を観測し、音波探査とダイバーの目視により海底地盤の状態とその変動を調査した。ボーリングによっては地質断面を明らかにするとともに、採取した不攪乱試料についての室内試験では地盤の物理的性質、せん断強度、液状化強度を調べ、ボーリング孔を利用して原位置透水試験も行っている。また、波浪を受けたときの防波堤および地盤の挙動を明らかにするために、2つの断面を選び地盤内の間隙水圧変動を観測している。

各種の調査結果を取りまとめるとともに、有限要素法によって波浪荷重による地盤-防波堤系の挙動を検討した。その結果、防波堤の沈下は波浪による水圧変動が繰り返して防波堤および海底地盤に作用することによって基礎地盤内に液状化現象が発生し、その結果防波堤の沈下が発生した可能性が高いことが分かった。マウンドを設置することによる液状化防止効果についても解析例を示している。

2. 調査地点および防波堤断面

奔幌戸漁港は北海道釧路市の東方約70km、浜中湾の北部に位置する比較的小規模な漁港である(図1には漁港の位置図と平面図を示している)。最大1.4mにも及ぶ顕著な沈下が発生したのは昭和52年から施工され総延長222.8mに達している南防波堤である。図2,3に防波堤の平面図と断面図を示しているが、昭和55年までに完成した延長170mでは、沈下が著しい部分において平成元年度までに堤体と消波工部分のかさ上げ、および矢板打設による堤体の根固め工事を行った。

この部分の防波堤の構造は砂質地盤上に鋼製函を設置してコンクリートを打設する、いわゆる場所打ちケーソンを直接砂質地盤上に設置する直立堤形式となっている。さらに、このケーソンの前面には消波ブロックを設置している(図3(a,b)、断面A、B)。また、SP80~170の範囲では地盤の変形と防波堤の沈下を抑制する目的で、部分的に防波堤港内側に鋼矢板(Ⅲ_A型)を打設している(図3(c)、断面B_m)。

平成2年度から4年度にかけてこの防波堤の先端部分を50m延長しているが、この部分の構造形式は砂質地盤上に捨て石マウンドを築造し、この上にケーソンおよび消波工を設置する混成堤形式である(図3(d)、断面C)。

A Case Study on the Subsidence of Breakwater Caused by the Wave Induced liquefaction;
Fusao OKA (Gifu Univ.), Seiki Ohmaki (Fishery Agency), Akira KAMATA (Hokkaido Pref. Government),
Atsushi YASHIMA (Gifu Univ.) and Kinya MIURA (Hokkaido Univ.)

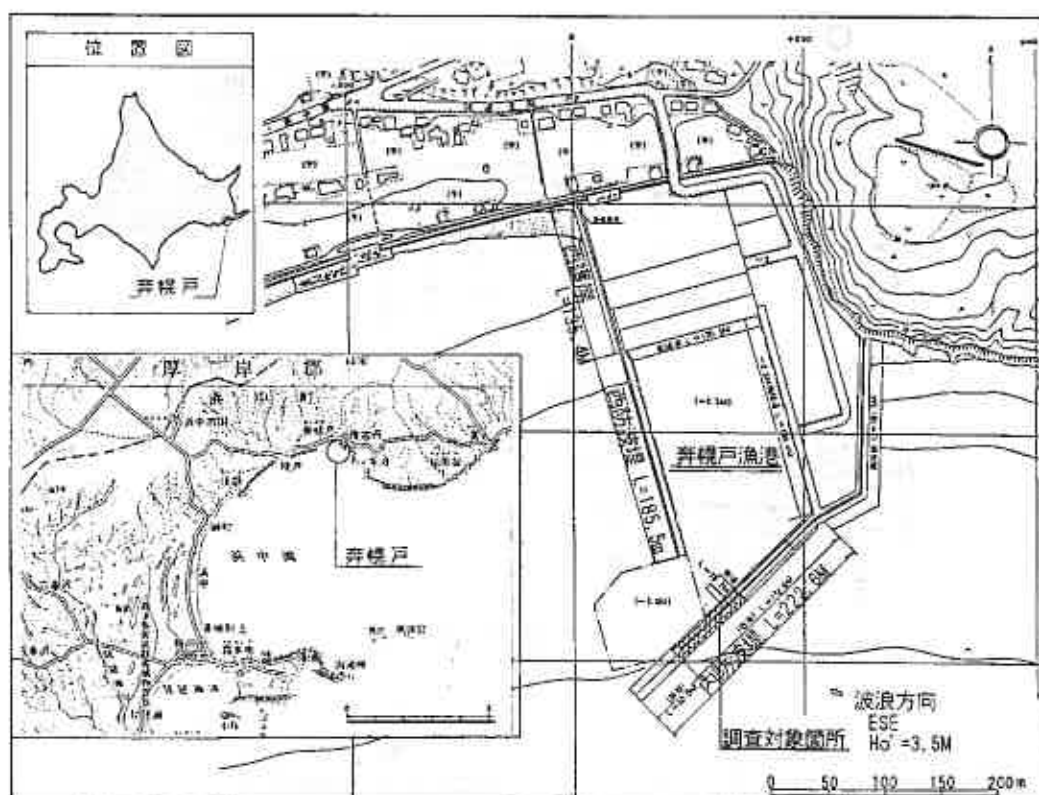


図-1 本榑戸漁港の位置および平面図

3. 地質条件と防波堤の沈下状況

防波堤の縦断方向（岸壁法面方向）および横断方向（SP140, SP155）の地質断面を図4(a-c)に示している。防波堤基部付近（SP0～40）では泥岩、砂岩より成る浅い基盤層の上に沖積砂質層が直接堆積している。これより先端よりでは、基盤層の上に沖積粘性土層が堆積し、その上に沖積砂質土層が堆積する構造に変化している。基盤層の表面は先端に行くほど深くなり、また、港内側に大きく傾斜している。SP110からSP160で見られる沖積粘土はSP140付近で防波堤直下の厚さが7m程度となっている。粘性土層はやや過圧密な（過圧密比2程度）状態にあり、港内側方向に増加する傾向にある。防波堤の法線に沿う地盤表面は何れも沖積砂質土層で細砂、レキ混じり細砂、シルト混じり細砂より成っている。

防波堤施工後、防波堤の中央部から先端側（SP60～160付近）にかけて、ケーソンおよび消波工の沈下が目立ちはじめ、特にSP120付近で最大沈下1.4m程度を示している。図5に示す堤体の沈下状況（昭和63年5月以降から計測）から見てSP70～120の範囲では沈下が収まっているように見えるが、SP120～160ではまだ沈下が継続していると判断できる。

沖積粘性土の応力状態は防波堤の荷重によっても過圧密領域に留まると考えられ、層厚を7mとしても圧密沈下量は10cm以下であると予想できる。この量は防波堤の沈下量に比べるとかなり小さく、圧密現象が防波堤沈下の主要原因とは考えにくい。

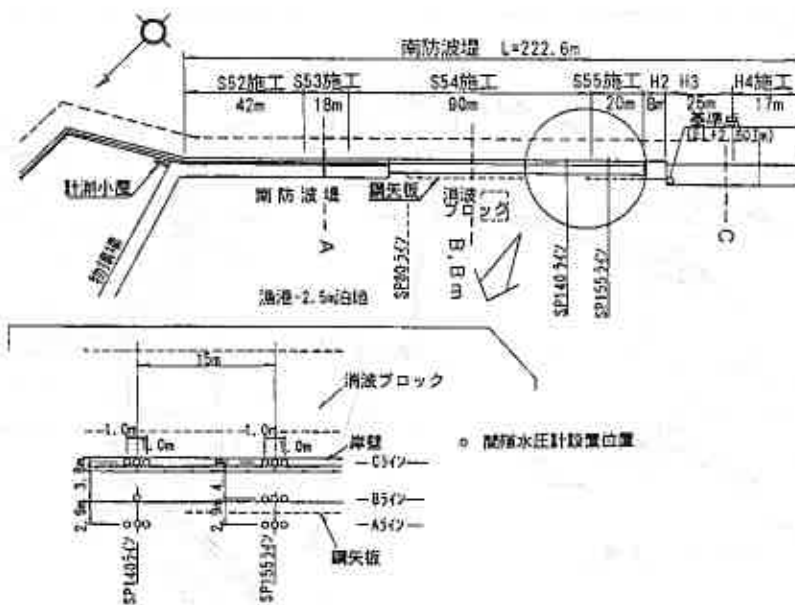


図-2 南防波堤平面図

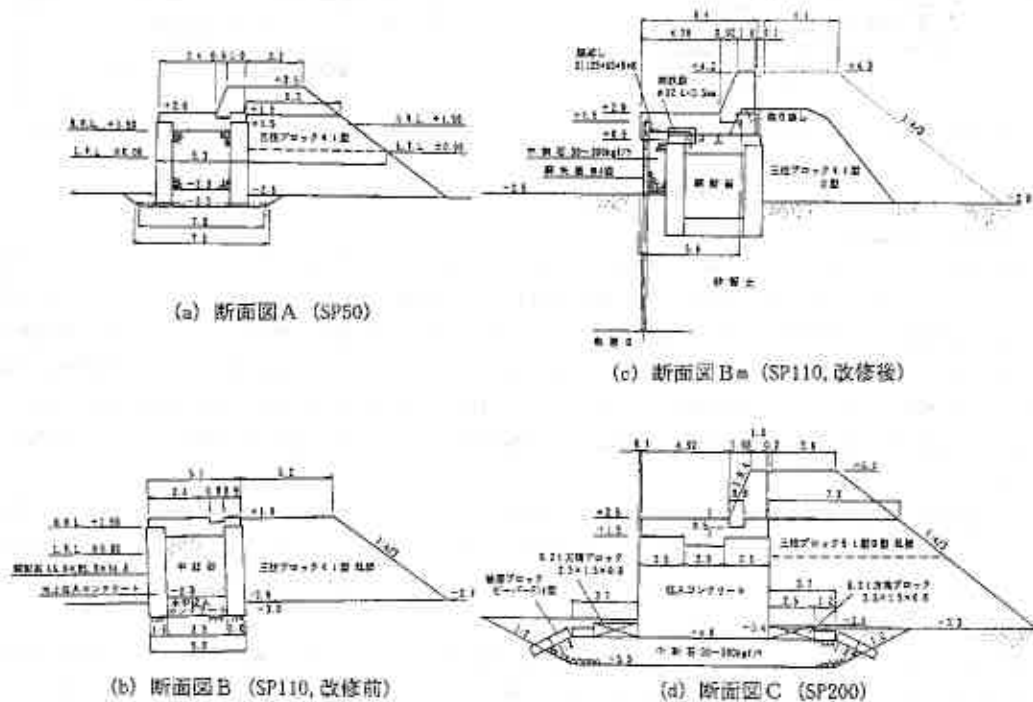
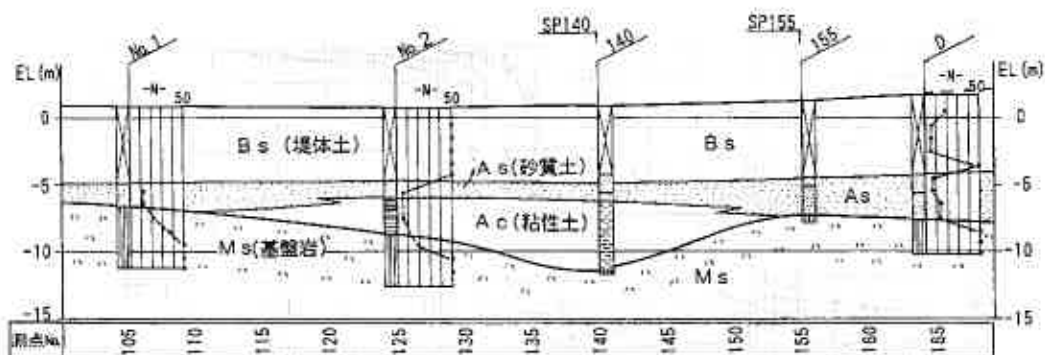
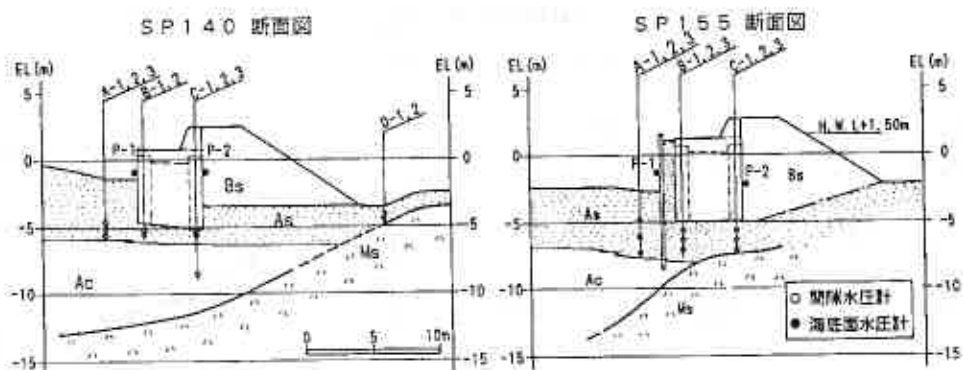


図-3 南防波堤横断面図



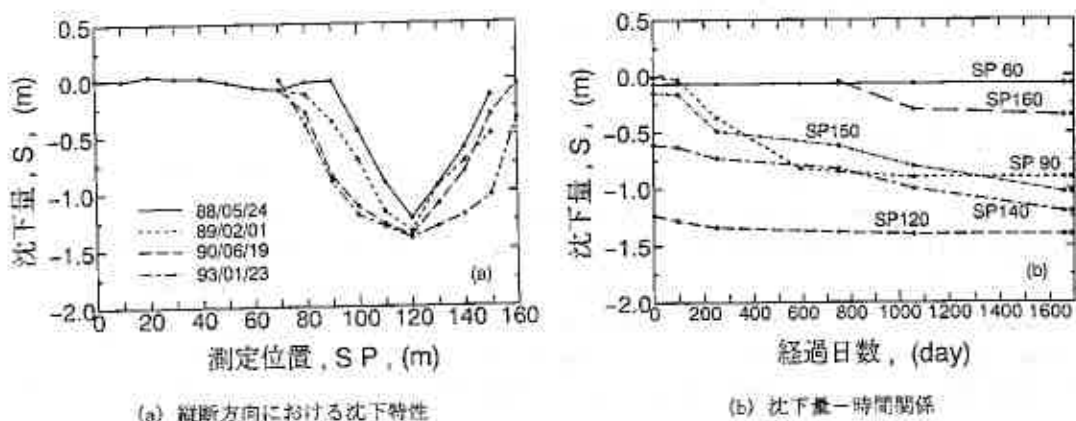
(a) 縦断面図



(b) 横断面図 (SP140)

(c) 横断面図 (SP155)

図-4 南防波堤地質図および間隙水圧測定位置



(a) 縦断方向における沈下特性

(b) 沈下量-時間関係

図-5 南防波堤の沈下状況

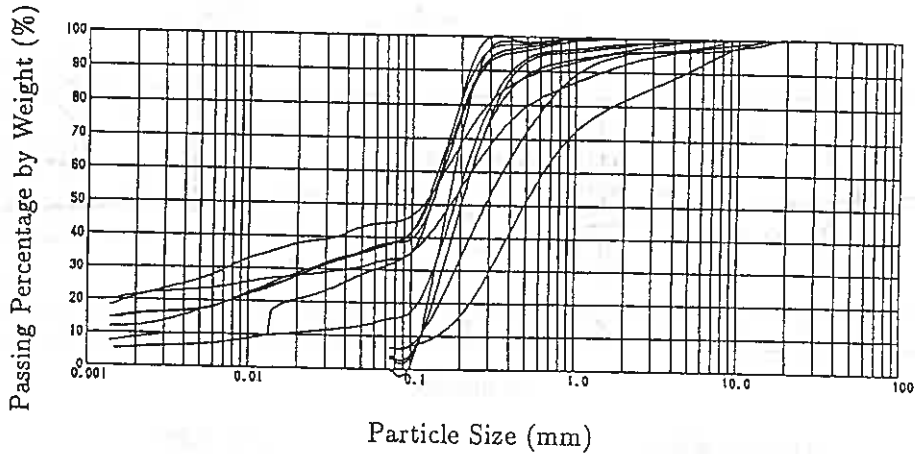


図-6 沖積砂層の粒度分布

これまでに修復に要した（追加した）消波ブロックの量から推定して、ブロックも防波堤と同等あるいはそれ以上沈下していると推定できる。ダイバーによる潜水調査では、ケーソン周辺の地盤はかなり乱れている、港内側では数箇所において泡が連続して発生しているのが観察されている。また、ケーソンを貫いてのボーリング調査からも分かるが、沈下に伴うケーソンの損傷程度は大きく、ケーソンの連結部では大きな隙間が見られる。

港内には細粒分の少ない砂質土が数m堆積しているが、これほど多量の漂砂が防波堤の先端を迂回して流入したとは考えにくい。損傷した防波堤の隙間から浮遊砂が流入した、あるいは、防波堤の基礎部の砂が液状化によって流動化して押し出された、ことが原因と考えるのが妥当であろう。

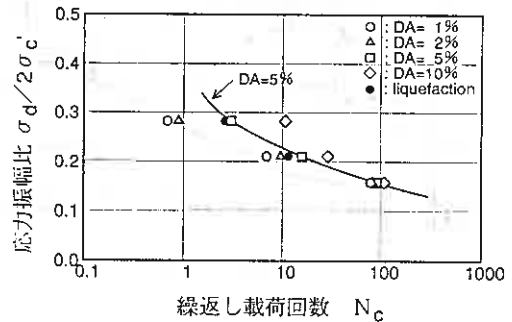


図-7 沖積砂層の液状化強度

4. 地盤の物理的・力学的性質

沖積砂質土層の性質をまとめると以下のようなものである。粒度分布図をここでは示していないが、港内側の新しく堆積した砂層は細粒分をほとんど含まない平均粒径 $D_{50} = 0.3\text{mm}$ 、均等係数 $U_c = 2.0$ 程度の均質な砂で、防波堤基部の砂はこれに細粒分が20%程度加わったものとなっている。標準貫入試験による N 値は平均して10程度で、相対密度は50%を上回らないと推定できる（ボーリングによって採取した試料によって同程度の値が得られている）図6は試料の粒度分布を示している。原位置透水試験によつては透水係数 $k = 2.5 - 4.5 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ が得られた。排水三軸試験の結果によると、強度定数は $c = 0 - 6 \text{kN/m}^2$ 、 $\phi = 34 - 44^\circ$ となっている。

地盤の液状化に対する強度を求めるために行った非排水繰返し三軸試験の結果の一例を図7に示しているが、液状化強度は $RI_{20} = 0.19$ 程度と地震時における液状化抵抗の評価法に照らし合わせるとかなり液状化が発生し易い地盤であると判断できる。このことは粒度分布からも推定できる。

5. 間隙水圧の変動特性の計測および解析

間隙水圧の測定は地盤中および海底面に間隙水圧計を設置することによって行った。計測は2つの断面を選んで行われ、計測位置を図4 (b, c)に示している。計測期間中防波堤に永久変位が発生するほどの波浪は残念ながら到来しなかったが、その中でも比較的大きな波浪が観測された6回目の計測結果を図8 (a, b)に示している。

最初、港外側の海底面 (P-1) で計測された水圧の変動に対してFourier解析を行ない、卓越周期は $T = 8.19\text{sec}$ であることが分かった。したがって、この周期に対する各観測データを港外側の海底面 (P-1) に対して正規化する形で間隙水圧の変動振幅の比率 R と偏相角 θ を整理して図9 (a, b)に示している。図には黒抜きの記号で三浦ら⁵⁾による二相系弾性材料についての動的有限要素法によって計算した結果も合わせて示している。

矢板を打設していない断面SP140では、港内側における測定点A-1, 2, 3とB-1, 2で大きな偏相角(約 180°)が得られている。これにより、波浪の荷重の大部分が防波堤を介して地盤に伝達されており、防波堤はロッキング運動していることが分かる。矢板を打設している断面SP155では、矢板の剛性と不透水性によって偏相角に影響が出ているが、やはり顕著な位相差が見られる。断面SP140では、A-2, 3においてP-1の7%に相当する間隙水圧が変動している。断面SP155では矢板の存在によって深度の大きいA-3では60%の間隙水圧変動が見られている。解析手法の詳細については紙幅の関係で省略するが、有限要素法による弾性解析によってもこのような状況が比較的良く説明できることを図9 (a, b)は示している。

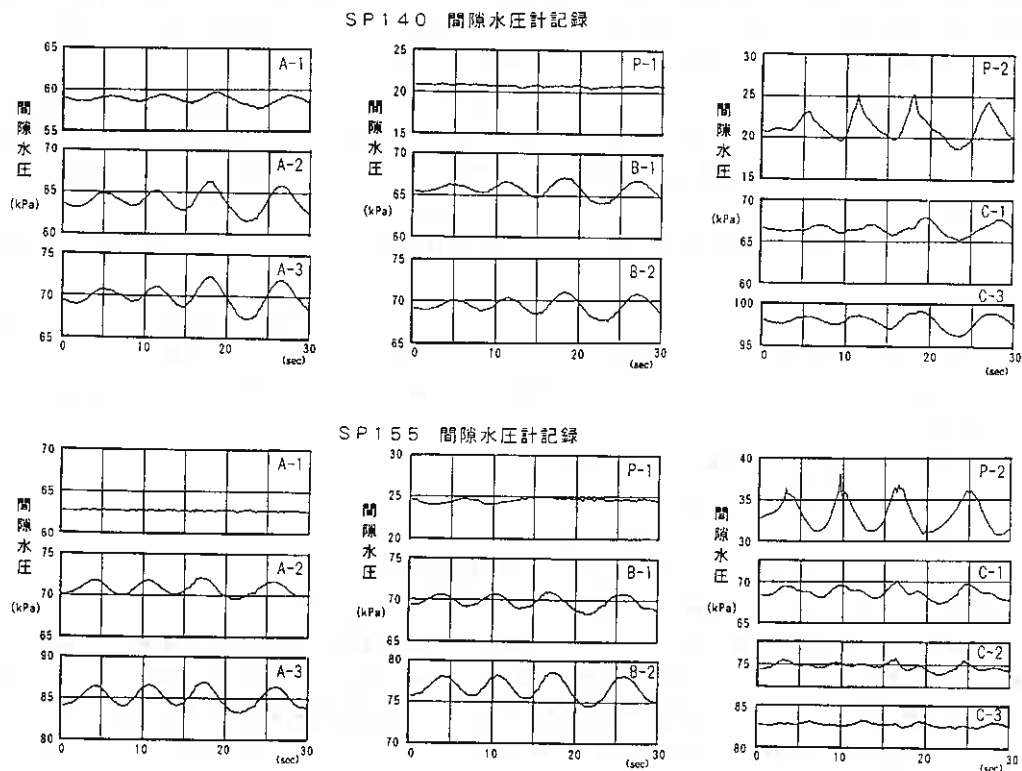


図-8 間隙水圧の変動特性 (第6回計測結果)

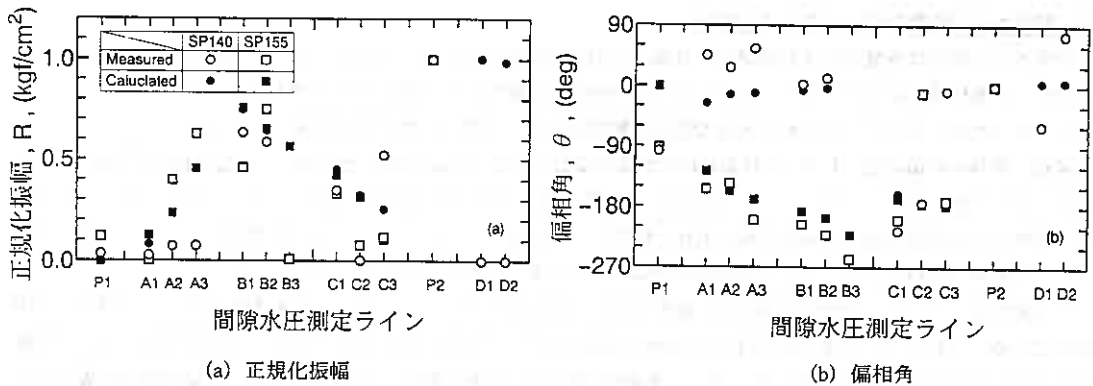


図-9 間隙水圧の変動特性（測定値と解析値）

6. 弾塑性有限要素法解析による液状化解析

地盤が十分に大きな波浪を受ける場合を想定して、弾塑性有限要素解析手法⁶⁾によって基礎地盤の液状化による破壊を検討してみた。解析手法の詳細は割愛するが、断面SP155について矢板を打設前と打設後を対象とし、周期5 sec、波長35m、波高2mの重複波が繰り返して作用した場合を想定している。地質断面は図4(c)を採用し、土質定数および液状化強度は今回の調査で得られたものを参考にして決定した。

図10(a, b)は重複波が5回連続して作用した後の間隙水圧発生率を示している（1.0は有効応力0で液状化している状態を示している）。図から分かるように、防波堤の基盤および消波ブロックの基部を含む広い範囲で間隙水圧の蓄積が認められ、更に波浪を連続して受ける場合には地盤の液状化によって堤体およびブロックが大きく沈下する可能性が高いと考えられる。また、図10(b)は港内側に矢板を打設した場合でも地盤の液状化は押さえることができず、矢板の不透水性が間隙水圧の消散を妨げるので液状化が発生する範囲はむしろ拡大する可能性が高いことを示唆している。

図10(c)はケーソン下にマウンドがある混成堤であったとの想定で計算を行った結果を示している。図が示すように、マウンドがあることによって地盤が液状化によって不安定化する範囲はかなり減少することが分かる。

一方、三浦ら⁵⁾はマウンドの防波堤を安定化する効果について種々の角度から検討を行ない、その効果を以下のようにまとめている。

- 1) マウンドの自重による地盤の洗掘防止効果
- 2) 堤体自重の分散による応力集中の抑制効果
- 3) 堤体高さの減少にともなう波力の減少効果
- 4) マウンドの水圧透過性による地盤内における動水勾配減少効果
- 5) ダイレイタンスーにより蓄積する間隙水圧のマウンドによる排水効果

ここでは統一した地盤条件と波浪条件について、混成堤と直立堤の挙動を地盤の液状化を考慮できる弾塑性有限要素法によって解析した例を示す。水深を $h = 12m$ 、波長 $L = 100m$ 、波高（重複波） $H = 4m$ 、周期 $T = 10sec$ とし、緩い砂地盤を想定している。紙幅の関係で解析条件および手法の詳細は参考文献^{5, 7)} 参照していただきたい。図11(a, b)は重複波が3波作用した時の間隙水圧（初期有効応力に対する発生率）の分布を、図12(a, b)は防波堤の近傍における地盤中の間隙水圧蓄積課程を示している。

直立堤と混成堤では、図11(a, b)のように間隙水圧の蓄積量に明瞭な差があるのが分かる。すなわち直立堤で

は間隙水圧比が0.8を越える範囲は防波堤の両サイドに広く分布している。直立堤では、ケーソンが受ける波力がマウンドによって応力が分散することなく直接地盤に伝わるからである。ケーソン直下においてはケーソンの自重によって初期有効応力が増大しているため過剰間隙水圧の発生率は小さいが、図12(b)が示すように、ケーソン直下の要素(B, C, D, E)での間隙水圧の蓄積速度は著しく、更に連続して波浪を受けると容易に液状化に至ると予測できる。一方、混成堤では透水性の大きなマウンドが示す排水効果によって、ケーソン基部における地盤の間隙水圧の蓄積が抑制されているのが図12(a)において明らかである。

以上のように、マウンドを有する混成堤の方が地盤は液状化に対して安定で、したがって防波堤の沈下を抑制できるという可能性が明らかになった。このことは、調査地点の奔幌戸漁港の南防波堤において、被災地点よりも更に先端に設置された混成堤が沈下を免れているという事実によっても支持されている。

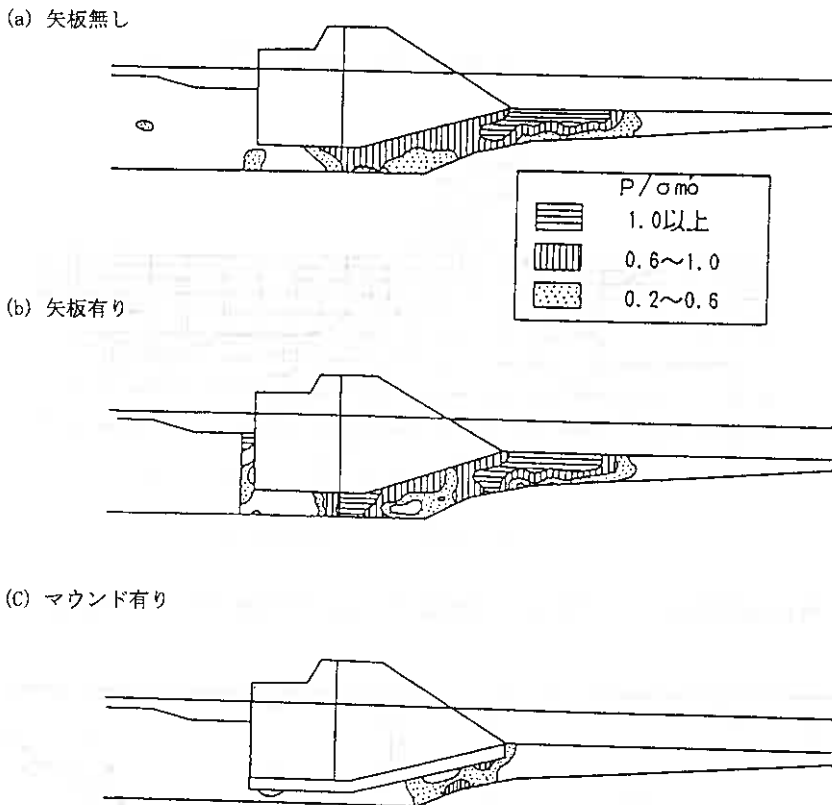
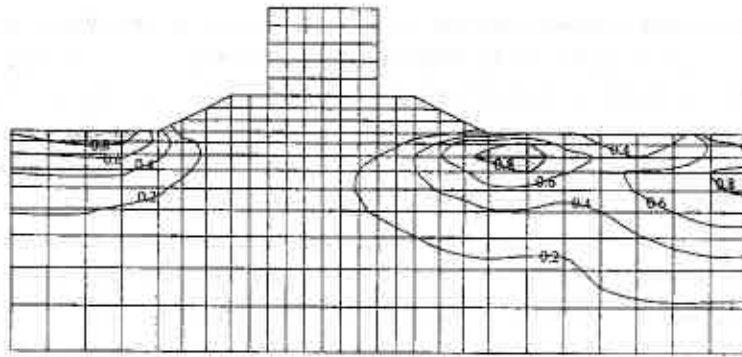
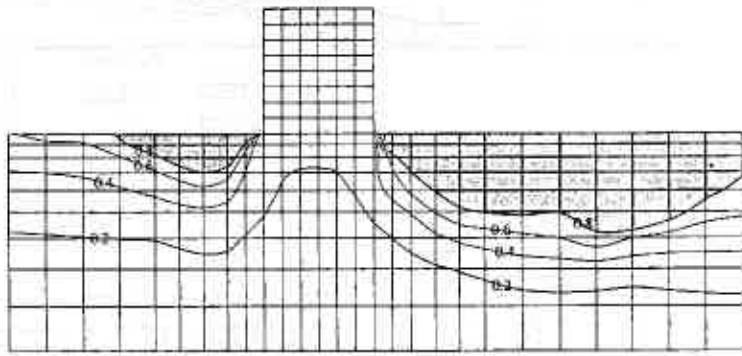


図-10 有限要素法の有効応力解析による間隙水圧発生状況

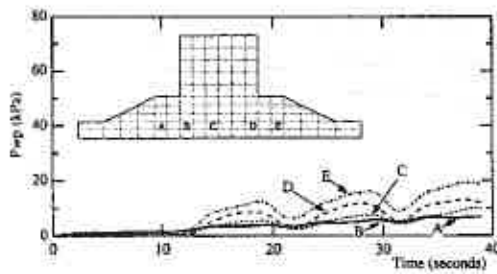


(a) 混成堤 Geo. scale 0 10 20 m

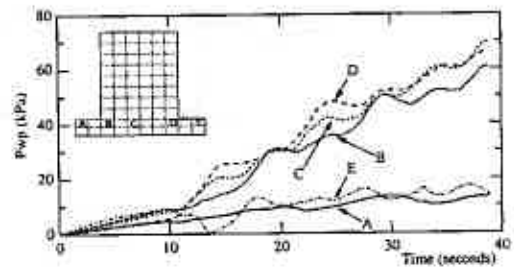


(b) 直立堤 Geo. scale 0 10 20 m

図-12 弾塑性有限要素法によって解析した防波堤周辺における間隙水圧の発生・蓄積挙動



(a) 混成堤



(b) 直立堤

図-11 弾塑性有限要素法によって解析した波浪による防波堤基礎地盤内での間隙水圧比分布

7. 結論

層厚が4m程度の沖積砂層上に設置された直立堤で観測された最大1.4mにも及ぶ沈下の原因を明らかにするために、調査および解析を行った結果を取りまとめて示した。要点は以下のようである。

- ・基盤と沖積砂層の間には層厚が最大7mの沖積粘土が確認されているが、その過圧密度および圧縮性から考えて最大1.4mという沈下は説明できない。
- ・地盤の原位置調査および採取した試料についての室内試験によって、沖積砂層は相対密度が50%以下の比較的緩い液状化しやすい地盤であることが明らかになった。ダイバーによる潜水調査によってもケーソン、消波ブロックおよび地盤の乱れが大きいことが確認された。
- ・間隙水圧の地盤中の変動を観測することによって、防波堤を介して作用する波浪荷重による地盤内の間隙水圧の応答が測定され、それは有限要素法によってある程度説明できることが明らかとなった。また、消波ブロックおよびケーソンの基部における沖積砂層は波浪によって液状化する可能性が高いことが弾塑性有限要素によるシミュレーションの結果明らかになった。

以上を総合的に判断すると、調査・解析の対象となった奔幌戸漁港南防波堤の沈下は波浪により基礎地盤（沖積砂質層）が液状化を起こしたことが主たる原因であると考えられる。堤体と同程度に消波ブロックも沈下しており、沈下を抑制するためには地盤の液状化の防止対策を検討する必要がある。現在応急処置として行われている矢板の打設では十分ではないと判断できる。また、

- ・有限要素法によって透水性の大きいマウンドが排水層として作用し、間隙水圧の蓄積を抑制するために直立堤よりも混成堤の方が地盤の液状化に対する抵抗が大きく安定することが明らかとなった。

あとがき

今回の調査解析に当たっては、北海道釧路土木現業所の担当者の方々に格別の配慮をいただいた。また、原位置における各種の調査とその取りまとめには、(財)漁港漁村建設技術研究所および応用地質(株)北海道支社に協力していただきました。これらの方々に記して感謝いたします。

参考文献

- 1) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990): Oscillatory Pore Pressure Liquefaction in Seabed Induced by Ocean Wave, Soils, and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 147-161.
- 2) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990): Mechanism of Wave-Induced Liquefaction and Densification in Seabed, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 90-104.
- 3) Zen, K. and Yamazaki, H. (1990): Field Observation Analysis of Wave-Induced Liquefaction in Seabed, Soils and Foundations, Vol. 31, No. 4, pp. 161-179.
- 4) 三浦均也、太田匠、吉田望 (1994): 重複反射法による層状海底地盤の挙動解析、第39回土質工学シンポジウム、pp. 49-57.
- 5) 三浦均也、吉田望、林正幸、ASHOK, Peiris (1994): 動的有限要素法による防波堤の挙動解析、第39回土質工学シンポジウム、pp. 227-235.
- 6) Oka, F., Yashima, A., Katoh, M. and Sekiguchi, K. (1992): A Cyclic Elasto-plastic Constitutive Model for Sand Based on the Non-linear Kinematic Hardening Rule and Its Application, Proc. of world conf. on Earthquake Engineering, Vol. 5, pp. 1482-1498.
- 7) Yoshida, N. (1993): STADAS, A Computer Program for Static and Dynamic Analysis of Ground and soil Structure Interaction problems, Soil Dynamics Group, Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, CANADA.

平成6年9月豪雨による 2種類の道路盛土崩壊

北海道開発局函館開発建設部 村山 建三
北海道開発局小樽開発建設部 上野 泰弘
(株)構研エンジニアリング 正会員 ○山田 智弘
(株)構研エンジニアリング 正会員 横田 寛
北海道大学工学部 正会員 三田地利之

1. まえがき

平成6年9月23日から25日にかけて、道南の太平洋側を襲った集中豪雨は、渡島半島南部から中部において、床上浸水、床下浸水、土砂崩れによる家屋の倒壊、国道への土砂流出、道路盛土崩壊、JR函館本線の路盤陥没などの被害をもたらした。この降雨の特徴は、50mm/日以上の大雨が2度にわたって降り、総雨量110～240mmと道南では近年にない豪雨だったことと、23日の降水量でみると森気象観測所61mm/日、八雲気象観測所108mm/日と近い距離で降水量の差が大きく、地域によっては日降水量の極値を上回っているのではと被災状況から推定されることである。

今回の豪雨による被害は、渡島・松山両支庁によると14町村におよび、最も被害の大きかった森町では北海道南西沖地震を上回る被害額であった。主要幹線道路である国道5号でも八雲町から森町にかけて盛土崩壊、切土崩壊、国道への土砂流出などの被害が発生した。

一方、渡島半島北部でも同様に豪雨に見舞われた。こちらの方は9月22日から30日にかけて断続的に4日間、50～70mm/日の降水量で異常というほどの日降水量は記録されなかったが、国道5号の黒松内町熱郭で盛土崩壊が発生した。

被災箇所では、築造後30余年にわたって今回程度の雨量を何度も経験しているものの大きな変状の記録はない。

したがって、今回の崩壊は豪雨以外に別の要因が加わって発生したものと推定されるが、地形・地質や崩壊形態などから、昨年の北海道南西沖地震の影響の可能性が強いものと考えられる。

本報告では、今回の豪雨によってもたらされた代表的な盛土災害のうち、豪雨のさなかである9月25日午後4時10分に発生した八雲町浜中盛土災害（ここでは豪雨誘因型と名付ける）と雨上がりの10月1日午前10時頃に発生した、昨年の北海道南西沖地震による影響も加わっていると考えられる黒松内町熱郭盛土災害（ここでは地震誘因型と名付ける）について、現地調査や収集した資料・写真等をもとに、それぞれの被災状況と盛土崩壊原因について報告するとともに盛土災害の減少に向けて点検調査を提案するものである。

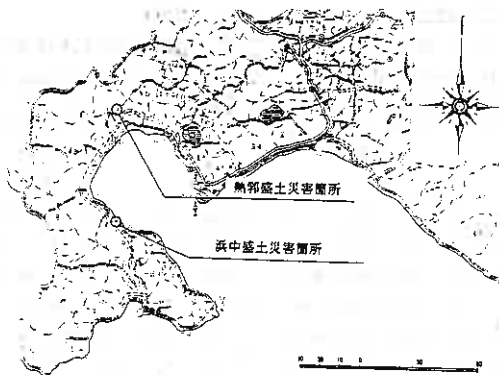


図-1. 位置図

Two Distinct Types of Road Embankment Failures Caused by Heavy Rainfall in Sept.1994

Kenzou MURAYAMA, Yasuhiro UENO (Hokkaido Development Bureau), Tomohiro YAMADA, Hiroshi YOKOTA (Kohken Engineering Co., Ltd), Toshiyuki MITACHI (Faculty of Engineering, Hokkaido University)

2. 豪雨誘因型盛土崩壊（八雲町浜中盛土）

被災箇所は一般国道5号八雲町浜中地内である。当地域の降水量は、最も近い距離にある濁川防災ダムの雨量計によると、9月23日に162mm/日、25日に75mm/日の雨量が記録されている。崩壊は9月25日午後4時頃、路肩付近を頭部として発生した。崩壊土砂はJR函館本線の線路を覆い、国道ともども通行止めとなった。その後国道は山側に2車線の仮道を完成させ、JR函館本線は線路内の土砂を取り除き、それぞれ9月27日の午後3時と正午に開通している。

2-1. 被災地の降水量

北海道の気象（日本気象協会）によると9月豪雨の気象概況は、「9月23日から24日にかけて日本海北部に低気圧が停滞し、南からの暖かい湿った空気で大気の状態が不安定となり、局地的に強い雨が降った。また、25日から26日はじめにかけて低気圧が通過し全道的に雨となった。」と報告されている。

今回の集中豪雨と被災は

- ① 降水量は表-1にしめすように地域変動が大きく、連続雨量も110～240mmと非常に多い。
- ② 濁川防災ダムの日降水量は森・八雲両気象観測所の極値を上回る。
- ③ 豪雨被害は森・八雲両気象観測所のある市街地に比べ国道5号沿線の森町本茅部から八雲町旭丘の10km区間で多く発生している。
- ④ 八雲町浜中の盛土は築造後30余年の間、変状や崩壊の履歴がない。

などの特徴をもっている。

表-1. 各観測所の降水量

観測所名	被災地までの距離(km)	日降水量		日最大1時間降水量		極 値	
		23日	25日	23日	25日	日降水量	時間降水量
濁川防災ダム	7.0	162	75	42	25	—	—
森	15.0	61	53	11	17	134	53
八雲	15.0	108	51	17	23	144	43

集中豪雨や被災の特徴から被災地の降水量は、盛土が過去に経験したことのない量であったと考えられ、被災地に最も近い距離にある濁川防災ダムの降水量に近いと推定した。

2-2. 被災状況

2-2-1. 地形・地質

当地域の地形は海岸沿いに発達した平坦面が顕著にみられ、国道付近から内浦湾に向かって急崖を成している。この平坦面は海成段丘面であり、円礫と細粒砂を主体とする砂礫および砂、火山灰質を帯びる粘性土の互層から構成され、各々約0.5～1.5mの層厚を有し、N値8～17回である。

海側の急崖は新第三紀鮮新世の瀬棚層が分布している。本層は砂岩で泥質部と細粒砂部の互層からなっている。N値は21～50回と深度方向へ漸増傾向を示し、締まっている。

また、当区間の起点側にはやや深い沢が南方向に伸びており、沢を横断して道路盛土を行っている。盛土材は砂質土と粘性土の互層状から成っており、いずれも火山灰質を帯びて腐植土を局部的に混入している。N値は概ね3～5回と緩い状態にあるが、盛土体としては締まっている。

2-2-2. 盛土被災状況

当区間は沢部の両盛土ないし腹付盛土区間であり、崩壊は両盛土と腹付け盛土の境界付近で発生した。崩壊の規模は幅約36m、長さ約40m、厚さ約3m、崩壊土砂量約2,500m³である。本崩壊に見られる地

表面現象は以下の如くである（番号は平面図の番号に対応）。

①頭部滑落崖

崩壊頭部の滑落崖は、大きく2種類に分類できる。ひとつは、腹付け盛土（札幌側）の箇所、緑石から約2mセンター側を頭部とし、落差約2m、80～90°の急勾配を成している。また、両盛土（函館側）の箇所は緑石付近を頭部とし、落差約5m、70～80°の急勾配と成っている。

②崩壊土砂

崩壊土砂は含水が高く、ヘドロ状を呈し、先端が大きく2つに分かれている。函館側の先端は海側を走っているJR函館本線の上り線まで達し、もう一方の先端は下り線までしか達していない。

③湧水

崩壊土砂が被っていない滑落崖の上方部分から数箇所湧水が認められる。湧水は国道山側に応急のシャ断排水を設置するまで流水していた。

④国道山側

国道山側はほぼ平坦な地形で一部湿地となっており、地下水位もかなり高い。

⑤その他

盛土は勾配1：1.5、高さ約1.4mでのり尻に高さ7.5mの控え壁式擁壁が設置されている。また沢地には1.5m×1.5mのボックスカルバートが谷地形に合わせて国道を斜めに横断している。

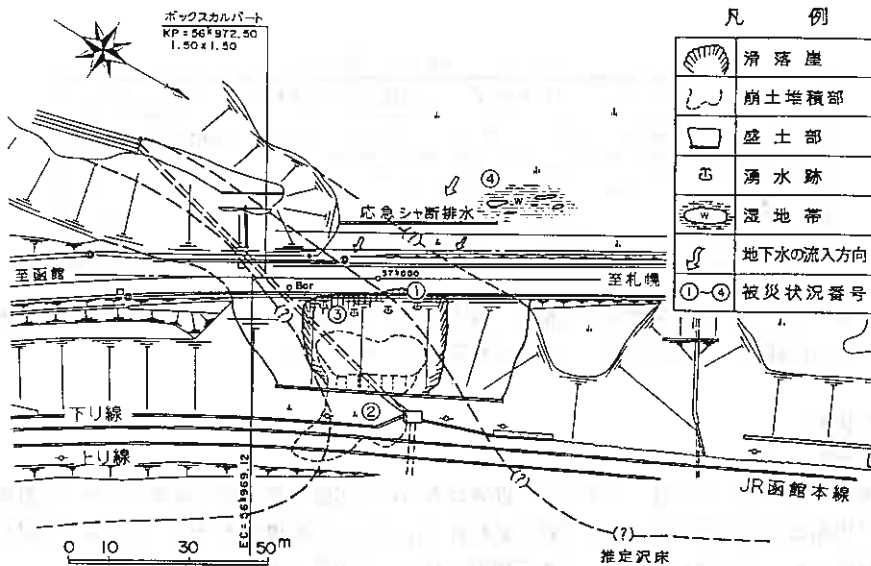


図-2. 浜中盛土平面図

2-3. 崩壊機構

崩壊箇所の後背平坦地は盛土側になだらかな勾配をもち、一部に湿地帯が認められる。この平坦地は粘性土、砂、礫、火山灰などから構成され、不透水層である粘性土が表層近くに、その上層に透水性の高い砂礫層が存在する。

これらのことから、降雨の表流水が浅い不透水層のため大部分が浸透せず海側に流れて盛土体に入ることが考えられる。

崩壊の誘因は集中豪雨である。9月23日の日降水量162mm/日は森・八雲両気象観測所の極値をそれぞれ28mm、18mm上回るほどの雨量で、盛土は浸透水で飽和していた。その状態に加えて9月25日の1時間降水量25mmにより地下浸透水が急激に盛土内へ流入し、間隙水圧の上昇と盛土のせん断強度の低下がさらに進み、盛土が崩壊したと考えられる。

このことは、崩壊面の数箇所で湧水が認められることや盛土の含水比が高いこと、さらに道路山側での応急的なシャ断排水により多量の地下水が排水されたことから検証できる。

また、崩壊は2度にわたり発生している。最初は札幌側において浸透水が誘因で発生した。崩土は沢筋にやや直角方向に流出し、JRの上り線まで達している。次に、函館側の盛土が最初の崩壊でのり尻の支えが失くなり、最初の崩土崩壊に乗り上げるように流出し、JRの下り線に達している。

このような崩壊機構から、ここでは「豪雨誘因型盛土崩壊」と名付けた。

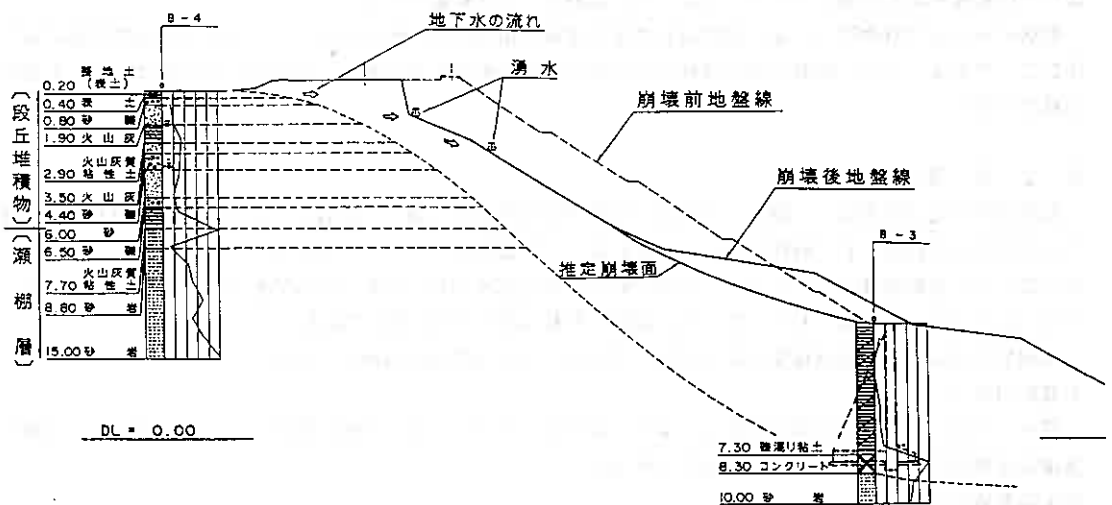


図-3. 崩壊箇所断面図

3. 地震誘因型盛土崩壊（黒松内町熱郭盛土）

被災箇所は一般国道5号黒松内町熱郭地内である。当地域では9月30日に53mm/日の降雨があり、翌日の午前10時頃盛土のり肩を頭部とする崩壊が発生した。その後、変状が国道の下り車線まで及んだため、上り車線を利用した片側交互通行で交通を確保しながら山側に仮道を施工し、10月7日午後6時に2車線で交通解放された。

3-1. 被災地の降水量

被災地に最も近い黒松内気象観測所(被災地からの距離7km)の被災前約10日間の日降水量は表-2のようになっている。

表-2. 黒松内気象観測所日降水量

日	22	23	24	25	26	27	28	29	30	摘要
降水量	51	67	1	45	3	—	3	—	53	日降水量の極値 149mm/日

このように、被災前の降水量は比較的多かったものの、際立って多かったとはいえない。

3-2. 被災状況

3-2-1. 地形・地質

被災箇所周辺の地形は比較的なだらかな丘陵地形を呈しており、牧草地として利用されている。これは、本地域を構成している地質が、主として鮮新世から更新世という新しい地質時代に堆積した瀬棚層と呼ばれる軟質な堆積岩であることによる。軟質な岩相を反映して侵食が進んで小沢が発達しており、侵食により誘発されたと考えられる小規模な地すべり地形が認められている。

本地域を構成している地質は盛土、現河床堆積物、崖錐堆積物、凝灰質砂岩に分けられる。

盛土は砂質シルトで構成され、N値0～6とゆるい。

現河床堆積物は粘性が強く、含水も高い粘土である。N値も0と極めて軟質である。

崖錐堆積物は凝灰質砂で構成され、局部的に細礫を混入する。N値は5～11である。

基盤岩である凝灰質砂岩は全体に固結度が弱く、特に上部はN値が10前後で極めて軟質である。その下部はやや固結度を増しN値も30以上となるが、岩盤としては軟質である。

地層の分布上で特徴的なのは、旧地表面である崖錐堆積物上面の形がボーリング3号孔付近で急激に落ち込むことである。また、基盤の凝灰質砂岩中にはすべりの影響をあらわすような乱れた部分はまったく認められていない。

3-2-2. 盛土被災状況

被災箇所付近の国道は、丘陵地と平地との境界付近を片切り片盛りで通過している。崩壊は国道の谷側盛土のり肩付近を頭部とし、幅約35m、長さ約20mの範囲にわたって発生した。

そのほかにも道路舗装面上のクラックやのり肩の変状も認められ、これらすべてを含めた変状区間は幅約55m、長さ25mの範囲にわたっている。崩壊土砂量は約1,800m³である。

本崩壊に見られる地表面現象は以下の如くである（番号は平面図の番号に対応）。

①頭部滑落崖

盛土のり肩に見られる頭部滑落崖は、落差が約3m、70～90°の傾斜を有している。またこの頭部滑落崖は函館側ほど傾斜が急で、かつ落差も大きい。

②末端部盛り上がり

崩壊の末端部では盛り上がりが見られ、その高さは1～2mである。また、札幌側では圧縮性の盛り上がり数段にわたって認められる。

③国道上のクラック

国道谷側車線の中央部付近およびセンター付近には崩壊により引っ張られたと考えられる亀裂が認められる。特に谷側車線上のクラックは幅が最大15cm、落差が最大36cmにも及んでいる。センター付近に見られるクラックは幅が数mm程度である。

④路肩の変状

測点0～55区間のうち滑落していない区間（測点0～10、および45～55）では路肩と縁石の間に隙間が見られるなどの変状が認められる。この隙間には草が生えており、今回の被災以前からこの現象があったことがうかがえる。

⑤のり面フトン籠

測点5付近および45付近の盛土のり面にはフトン籠が敷設されている。札幌側の崩壊範囲はこのフトン籠によって規制されているものとみられる。

⑥崩壊地谷側

崩壊地の谷側はほぼ平坦となり沢に至っている。この沢は札幌側ほど崩壊地に近づくが、測点45付近で2つに分流し、崩壊部のもっとも終点側では崩壊末端部にほぼ接している。

また、国道センターから約30m谷側では数10cmの段差が認められ、旧地すべり末端部の可能性が考えられる。

⑦国道山側

国道の山側には素堀り側溝があり、さらに牧草地へと続いている。山側の地形は人工的に改変されているが、測点0付近の山側は小規模な沢地形を成しており、被災地は集水しやすい地形条件にあったといえる。

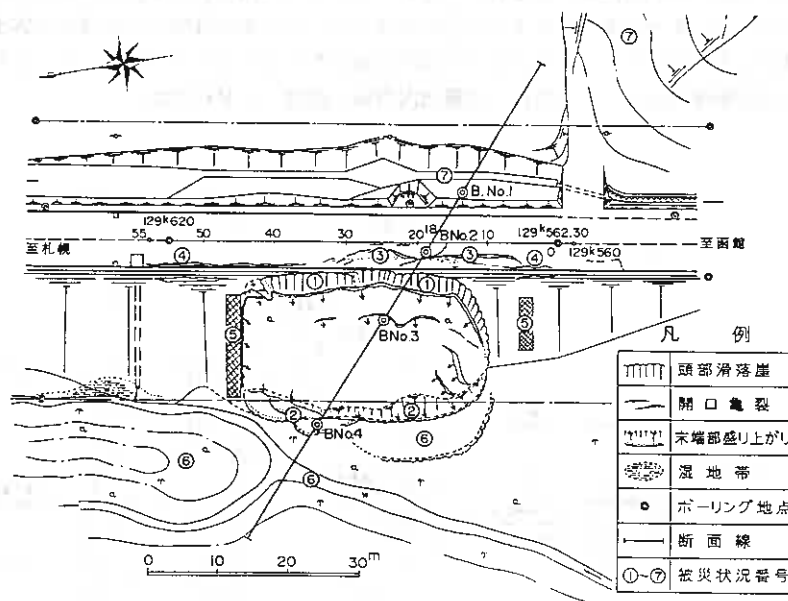


図-4. 熱那盛土平面図

3-3. 崩壊機構

被災箇所は片切り片盛りで、盛土のり面に一部フトン籠が施工されている。のり勾配が1:1.8と国道築造時の標準のり勾配1:1.5より緩いところから、施工の際、もしくはその後に不安定化した実績があったことがうかがえる。

本国道は供用開始後30余年たっており、その間大きな変状の記録はなく現在に至っていることから、ある程度の安定は保っていたものの、もともと不安定化しやすい要因を有している箇所といえよう。

今回の崩壊の直接原因は被災地が集水地形になっていることや崩壊の前日に大雨があったことなどから、9月30日の大雨と考えられる。しかし、雨量53mm/日とやや多いものの、特に際立って多いというわけではない。被災地では、これ以上の大雨を何度となく経験してきており今回が崩壊に至ったのは「雨」以外に何か特殊要因が加わったと考えざるをえない。

被災地は「黒松内低地帯」と呼ばれる低地域の中にある。この低地帯には新第三紀～第四紀の未固結のゆるい堆積物が厚く堆積し、最上部は軟弱な粘土、砂層に被われている。

平成5年7月に発生した北海道南西沖地震に際し、この低地帯を通過する国道5号では各所で被害を受けた。特に、今回の被災箇所の約8.5km南西に位置する知来地区では盛土崩壊が発生し、大きな被害を受けている。本被災地と知来地区とを比較すると

- ①両箇所とも片切り片盛り区間であり、切り盛り境ですべている。
- ②盛土の基盤に急傾斜をなす不連続面（地層境界面）が存在している。
- ③背後が丘陵斜面でなおかつ集水地形であり、谷側が湿地となっている。

④ 落差崖がかなり急角度で大きく落ち込んでいる。

⑤ 崩壊幅が広い。

⑥ 盛土の基盤が軟弱である。

など、両者の間で類似点が多い。また路肩の変状(被災状況④)は崩壊以前からあったものであり、昨年
の地震によって変状したことも考えられる。

以上の点から、今回の崩壊機構は、もともと不安定化しやすい素因を有しているところに、何らかの原因
(地震と考えられる)によって潜在的なすべり面が形成され、その後の降雨により徐々に盛土のせん断強度
が低下して限界まで達したところに9月30日の雨が直接的な引き金となって崩壊に至ったものと考えられ
る。このような崩壊機構から、ここでは「地震誘因型盛土崩壊」と名付けた。

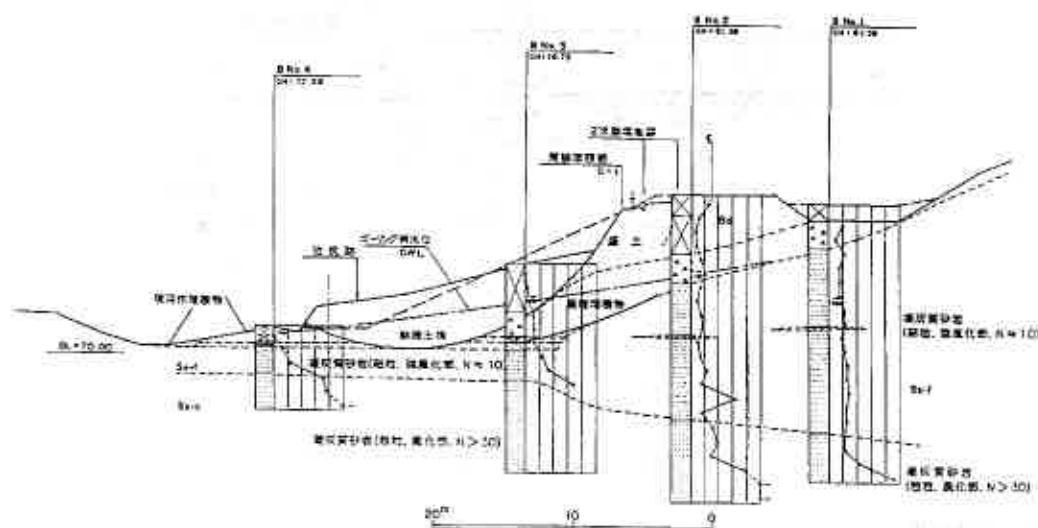


図-5. 熱帯盛土断面図

4. 盛土災害の減少に向けて

4-1. 点検調査の必要性

平成6年9月豪雨により「豪雨誘因型」と「地震誘因型」と思われる2種類の盛土崩壊が発生した。
いずれも、地震で崩壊した盛土と地形・地質条件での類似点が多い。

例えば

- (i) 盛土の基礎地盤が軟弱である。
 - (ii) 地山からの浸透水の影響を受けやすい。
 - (iii) 片切り片盛土・覆付け盛土・傾斜地盤上の盛土・谷間を渡る盛土などの地形条件をもっている。
- などである。

このような盛土はいままでも特に注意の必要な盛土として扱ってきたところであり、今回はからずも、この
ような盛土の安定性が低いことを再確認できた。

盛土では通常の場合、地震に対する配慮は特に行わない。これは、常時の安全率が確保されていると、あ
る程度の外力に対して安全であると経験的に分っていることと他の構造物に比べて復旧が容易であることに
よる。しかし、一昨年来から地震や豪雨などの災害が頻発している状況で、盛土復旧には多大な費用と日数

を要した。また、今回の浜中盛土災害では崩壊土砂がJR函館本線の線路を覆い、国道ともども通行止めとなるなど社会的影響も多大であった。

これらの被災を教訓として次のような点検調査が必要と思われる。

4-2. 盛土点検調査

1) 誘因に基づく点検の範囲

盛土崩壊の誘因として、豪雨型と地震型がある。両型は前述したように地形・地質条件で類似点が多い。また、地震を誘因とする場合でも、盛土内の間隙水圧の発生（液状化を含む）を誘発することが直接的原因となるなど、降雨に起因する崩壊と共通する点が多い。また、崩壊誘因の生起確率は豪雨の方が大地震に比して高いと考えられるところから、豪雨による崩壊に着目した点検とする。

2) 万が一崩壊すると隣接物に重大な影響を与える盛土の点検

盛土高と隣接物の離れから、崩壊すると隣接物に影響を与える盛土を抽出し、影響があると判断した盛土に対し、浸透水や地震に対する点検調査を行う。

3) 盛土点検要領

点検調査は、前項4-2. 1) で述べた主旨から、平成2年に建設省が全国規模で実施した防災点検ガイドブック（案）に準じて行う。ただし、今回の被災を教訓として

①盛土のり面勾配。

②盛土内への浸透水の多少。

③重要隣接物への影響度（たとえば盛土高と隣接物の離れの比）。

などを補足した要領を作成し、盛土の安定度をランク区分することが考えられる。

5. あとがき

盛土施工後、経験したことのない豪雨や、1年前の地震による変状が誘因と思われる盛土崩壊が連続して発生した。一般的には、盛土は施工後の時間経過とともに盛土体および地盤の強度が増加し安定性が増す。しかし、盛土周辺の地形（片切り片盛り、腹付け盛土、傾斜地盤上の盛土）、地質（軟弱地盤、地すべり地）、浸透水などが影響する盛土は安定度の増加が少なく、施工後数十年経過しても豪雨や地震などのアクシデントで崩壊する。今後は災害に強い道づくりのため、点検調査により安定度ランクの低い盛土を抽出し対策工を追加施工するとともに、特に注意の必要な盛土条件に当てはまる新設盛土に対しても安定性を向上させる工法を採用することが必要であると考えられる。

最後になりましたが、本報告をまとめるにあたり御協力いただきました関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 道路管理技術委員会：平成6年9月豪雨道路盛土災害情報（八雲町浜中・黒松内町熱郭），平成6年10月
- 2) 日本道路協会：道路土工のり面工・斜面安定工指針，昭和61年11月
- 3) 日本気象協会北海道本部：北海道の気象第38巻第9号，1994. 9
- 4) 北林勉、和田康三、黒森武、三田地利之；1993年北海道南西沖地震における道路被害—一般国道5号知来地区の盛土破壊の原因と対策—，土質工学会北海道支部 技術報告集 第34号PP130～135，平成6年2月。
- 5) 建設省 道路局：防災点検ガイドブック（案），平成2年9月

第 1 2 回土質工学懇話会

1. 概要

テーマ：経験した土質工学的課題への対処例

日 時：平成5年11月19日（金），13:30～17:00

会 場：KKR札幌（札幌市）

参加者：22名

内 容：計画・設計・施工等の業務のなかで経験した事例のうち、技術上の参考となる体験談が話題として提供され、これらに関連してフリーディスカッションが行われた。

2. 参加者名簿

今井芳雄 (株)ロック建設技研	工藤康政 道土質コンサル(株)	二ツ川健二 道土質コンサル(株)
能登繁幸 開土研	神谷光彦 道工大	本間公康 道開発コンサル(株)
金田雅文 応用地質(株)	真田英夫 札幌開建	八戸 裕 (株)大林組
村田基治 不動建設(株)	氏家禎男 北電(株)	池田晃一 道土質コンサル(株)
柴田 悟 ハソニックコンサル(株)	恒川 晃 道土質試験(協)	武田 覚 道開発コンサル(株)
野口恒久 清水建設(株)	佐野 彰 (株)ソウエイエンゾー・アソシア	安味俊三 (株)奥村組
(担当幹事)		
長澤徹明 北大農学部	斎藤和夫 基礎地盤コンサル(株)	柴田 登 飛島建設(株)
三浦清一 室工大		

3. 懇話会の内容

(話題提供)

1) 本間 公康（北海道開発コンサルタント(株)）

経験した道路の設計事例として、25年ほど以前のゴミ投棄・埋立箇所が路線に当たり、切土に伴う地下水処理に苦慮した経験がある。雨水がゴミ層を浸透する過程で水質が汚染されること、また切土法面にゴミ層断面が露出したり、排土処理などが問題になった。なかでも最大の問題は、屎尿であった。封入されたガスの漏出と、これに伴う臭気については、有効な対策がたてられないまま、計画の再検討を余儀なくさせられた。

トンネル方式の採用はコスト面で難しく、切土を避けてゴミの上を通すことは縦断設計上難しいことなどから、最終的にはルートの見直しを行なわざるを得なかった。

2) 村田 基治（不動建設(株)）

軽量盛土材として、気泡混合固化土の開発を手掛けたことがある。軽量盛土材に要求される性質は、軽量であることは勿論、①施工が易しく、②強度の発現が早く、③セルフレヴェリングにすぐれ、④安定性に問題がなく、⑤耐候性に富み、⑥充填性が高く、⑦体積変化・強度変化の小さいことである。こうした条件を満たす気泡混合固化土を試作し、その性質確認試験を実施した結果、実用化の可能性が大きくなってきている。例

えば、火山灰を利用した気泡混合固化土の場合、その強度は水分によってコントロールできる。材料としては、さまざまな現地発生土、例えばヘドロや火山灰、石炭灰などが利用できるが、品質管理に課題を残している。

3) 真田 英夫（北海道開発局札幌開発建設部）

高規格幹線道路における計画・施工上の課題を、道内の水田地帯を貫通する事例に即して紹介する。

①大規模盛土に関連する課題

地域住民の要望に応じていくこと。例えば、用地買収・工事実施の時期、あるいは害虫防除や除草など、営農に直接関係する情報の提供が要望された。また、土取場の選定や、施工に伴う補償と用地の維持管理に関する要望もあった。具体的には、水枯渇・地盤変動の補償問題、などが挙げられる。

②根切りと地下水

地下水利用地区の根切りに関しては、十分な事前調査が必要になる。

③水田地帯における軟弱地盤処理

緩速土工（+押え盛土）の問題点を考慮しなければならない。例えば盛土の側方移動は、周辺の水田に影響を及ぼす可能性がある。

4) ニッ川健二（北海道土質コンサルタント㈱）

現場の特性を事前に十分把握しないまま施工を進め、反省させられた経験を紹介する。

①泥炭地盤にカルバートを施工した事例

泥炭層厚が変化する境界部にカルバートを設置したため、本体にヒビ割れが発生してしまった。基本的には事前調査の不足によるものであり、ボーリング等の探査によって地山の変化や状況を把握しておくことが必要であった。

②斜面のすべり破壊

構造物の施工に伴って発生したすべり破壊を押え盛土で対処したが止らず、追加の押え盛土と法尻のフトン籠を必要とした。地下の変動は、如何なる地表面現象をもたらすか。ここで設定された仮説を証明するためにこそ、調査の意義があることを痛感した。

5) 八戸 裕（㈱大林組）

仁徳天皇陵は、エジプトのピラミッドや中国の始皇帝陵と並ぶ巨大な王墓である。この巨大古墳を繰り返し実地調査し、謎に包まれた建造に関するシミュレーションを行った。そこでは、土木工学的な見地から陵の立地条件が勘案されている。それは、①地耐力、②盛土材料としての適性、③濠の掘削法面の安定性、④葺き石の採取場所、⑤濠掘削中の排水、⑥労務事情、などである。その結果、5世紀当時の技術水準では、1日2,000人の動員で16年の工期が必要と試算された。これに対し、機械化された現代工法によれば、1日60人の労働力で工期は2年半と見積られ、とても大型プロジェクトの部類とは云えない規模の土木事業である。

(総合討論)

懇話会担当幹事(斎藤と柴田)の司会により、参加者全員が発現するかたちでフリーディスカッションが行われた。

今回の懇話会は、普段なかなか公表されない貴重な体験談が提供された点で画期的なものであり、土質・地盤に対応する技術の多様性と難しさを、改めて感じさせられた。今後も、こうした機会を設定して意見交換を行うことは、おおいに有意義であると思われる。

第 1 3 回土質工学懇話会

1. 概要

テーマ：地盤災害を考える

日時：平成6年2月8日(火)，14:00～17:30

会場：とまこまい道新ホール(苫小牧市)

参加者：75名

内容：平成5年、北海道は釧路沖(1月15日)と南西沖(7月12日)の2度の大地震を受け、大きな被害を蒙った。これらの地震に関連して地盤災害の発生機構を様々な観点から検討し、地盤災害に関する情報交流・対策技術向上はもとより、地域経済に与える影響などをも含めた幅広い議論が展開された。

2. 参加者名簿

佐野 彰 (株)シーエイソング・アソシエーツ	吉田耕作 (株)シーエイソング・アソシエーツ	多田 誠	長岡技科大
佐々木純生 (株)シーエイソング・アソシエーツ	林 宏親	開土研	加藤敦彦 道開発ソサチ(株)
河原崎哲夫 上山試錐(株)	神谷光彦	道工大	今井芳雄 (株)ロック建設技研
今井 卓 上山試錐(株)	武藤 章	室工大	朝日秀定 室工大
紫竹正樹 応用地質(株)	星 敏彦	道開発ソサチ(株)	久保 宏 北海学園大
酒田秀幸 岩倉建設(株)	門田明久	岩倉建設(株)	鈴木康嗣 鹿島建設(株)
安達直人 鹿島建設(株)	荻原淳平	室工大(院)	梶川正純 室工大(院)
川端伸一郎 道工大	柄澤 治	道工大(院)	加賀 学 室工大(院)
瀧本聖吾 室工大(院)	磯崎真一	室工大	西村右敏 北大工学部
三田地利之 北大工学部	酒井忠弘	北海航測(株)	谷 茂 開土研
佐野侖房 函館高専	長崎 淳	基礎地盤ソサチ(株)	松田隆宏 札幌開建
菊池 康 札幌開建	大林 淳	不動建設(株)	山本 実 不動建設(株)
藤田友幸 道開発ソサチ(株)	和田康三 (株)構研ソング・アソシエーツ	太田正己	三菱油化(株)
黒森 武 (株)構研ソング・アソシエーツ	別所三千夫	小野田ケミ(株)	黒沼卓夫 小野田ケミ(株)
西川純一 開土研	三原慎弘	開土研	桑島正樹 開土研
外崎徳二 (株)VOLO	横田 寛 (株)構研ソング・アソシエーツ	三輪 滋	飛島建設(株)
山田智弘 (株)構研ソング・アソシエーツ	石原研而	東大工学部	狩野俊介 道企画振興部
稲 直美 基礎地盤ソサチ(株)	阿部康明	室蘭開建	長谷川健一 室蘭開建

土岐祥介	北大工学部	福田文彦	北大工学部	坂上孝幸	北海学園大
日下部祐基	開土研	池田晃一	道土質コンサル(株)	加治屋安彦	開土研
能登繁幸	開土研	工藤康雄	道土質コンサル(株)	浅利正明	道土質コンサル(株)
川村志麻	専修大道短大	八木一善	(株)地崎工業	岡本章	北見市
大河原正文	岩大工学部	小田島大	開土研	玉田隆志	開土研
豊田邦男	日本道路公団				
(担当幹事)					
長澤徹明	北大農学部	斎藤和夫	基礎地盤コンサル(株)	柴田登	飛島建設(株)
三浦清一	室工大	坂本容	北海道電力(株)		

3. 懇話会の内容

冒頭、担当幹事(三浦)から、本懇話会の主旨説明と話題提供者の方々の紹介がなされた後、本題に入った。

(話題提供)

1) 釧路沖地震の地盤災害概要；土岐 祥介(北海道大学工学部)

釧路沖地震は、マグニチュード 7.8 の規模であった。断層の深さは 100km 以上と深く、範囲は 40×30km と推定されている。特徴としては、比較的短時間に最大加速度値が 1,000gal 以上という大きな値を示したことである。その被害は多様であるが、釧路港を例にとると、これに先立つ「日本海中部地震」の後の地盤改良工事の効果が現われている。つまり、液状化対策としては、地盤の締固めによる効果が顕著にあらわれ、とくにサンドコンパクションパイル工法が有効と思われた。釧路空港の、最大 50~60m の盛土部では、大きな加速度値が記録されたにも拘らず、被害は殆ど認められなかった。これは、グラベルコンパクションパイルによる入念な施工の結果であろう。

2) 南西沖地震の地盤災害概要；西村 右敏(北海道大学工学部)

南西沖地震による災害事例をスライドで示し、土質工学的見地からのコメントが加えられた。現地における調査は、地震発生直後の渡島の 2 日間と、ほぼ 1 ヶ月後の奥尻の調査で、延べ 2 週間である。函館管内では、沈下による埠頭やドックの破壊、液状化による貯木場の噴砂現象やセメントサイロの傾斜化、あるいは五稜郭のお堀石塁崩壊、第 2 白糸トンネル・刀掛覆道の崩壊などを視察した。北檜山町では、水田に発生した亀裂が水路のような状況を呈し、排水管の変形・破壊がみられた。また大成町では、津波により防波堤ブロックが、遡上波により河川護岸ブロックがそれぞれ破壊された箇所を認めた。奥尻島では、埠頭や防波堤の破壊状況、青苗地区の津波被害の惨状、洋々荘を押潰した斜面崩落現場などを廻ったが、これらは繰返し報道された現場でもある。

3) 地震災害復旧対策室の活動状況；狩野 俊介(北海道企画振興部)

南西沖地震災害復旧対策室は、1978年の有珠山噴火災害復旧以来の設立である。いま、釧路沖と南西沖両地震を簡単に比較する。例えば、国以外の道市町村関連の総被害額は、釧路沖で 550億円、南西沖では 1,243億円となり、後者が 2 倍以上であった。これは津波と火災による、いわば 2 次的災害に起因する。人的被害も、前者が冬季であったが故

の火傷等、比較的軽傷が多かったのに対して、後者が死者・行方不明者230名を数える惨状を呈したことは記憶に新しい。

奥尻町青苗地区を対象にして、住居復旧に関わる町への指導の経緯を紹介する。ひとつは、津波による災害が今後とも予想される沿岸部から高台への移転である。しかし、漁業等の関係から移転が難しい住民に対しては、適地を選定して防潮堤と地盤の嵩上げで対応することとした。この防潮堤は海拔 6m 程度、嵩上げに要する盛土量は約25万 m^3 と計画された。なお、防潮堤の高さについては、「津波検討委員会」の検討に基づいて提示されている。

4) 農業施設の地震災害；谷 茂（北海道開発局開発土木研究所）

農業施設のうち、ここでは農業用ダム・溜池を取り挙げ、両地震にともなう被害実態の調査結果を紹介する。釧路沖の場合は、地震にみまわれた地域が農業用ダム自体少ないこともあり、日高町で天端が約 20cm 沈下したダムの事例 1 件のみであった。このダムで観測された地震波のデータは、58gal と小さなものである。これに対して南西沖の場合は、溜池の被害がかなり多くなっている。しかし、堤高 15m 以上のダムについては本体の被害が小さく、設計施工を通じての耐震性が確保されたようである。

調査を通じて感じたこととして、最大加速度値によってダムの振動を解析することは難しい面があること、古いダムは地震前のレベルが不明瞭で、地震による沈下量評価が難しいこと、などがあげられる。

5) 液状化によるマンホールの浮上り被害；斎藤 和夫（基礎地盤コンサルタンツ㈱）

南西沖地震によって発生したマンホールの浮上り被害の実態を、長万部町を対象として調査した。マンホールの浮上りの原因としては、以下の 4 パターンが挙げられる。A：マンホールが浮上った。B：道路が沈下したため相対的にマンホールが浮上った。C：A, B 両者の複合型。D：道路とマンホールがともに沈下したが、前者の沈下量が大きいため相対的にマンホールが浮上った。長万部の被害箇所は約 40 箇所であったが、それらの原因を調査して上記のパターンで分類すると、BとCのパターンが殆どで、Aは皆無であった。マンホールは、直径 1.1m、高さは 2~6m であったが、見かけの浮上り量は平均 13cm、最大 60cm で、多くは 15cm 以下であった。

液状化層の厚さが 1m 以上になると、マンホールが浮上る可能性が大きくなる。埋め戻し土は液状化する可能性が大きいことから、浮上り防止対策としてはマンホールの周囲を碎石で置換する工法が考えられる。本工法は、経済性や施工性からも妥当なものと思われる。

〈総合討論〉

予想以上に大きな加速度値（1,000gal 以上）が観測されているが、こうした事態に今後どのように対応していくべきか、設計上補正係数の見直しが必要とされるか、あるいは耐震設計法自体を変える必要があるか、など、さまざまな話題・意見が出された。上記事項に加え、地盤の性状と発生する最大加速度値の関係や、火山灰地帯の液状化と噴砂の問題なども重要、かつ大いに興味が引かれる課題である。

平成5年度土質工学会北海道支部賞選考経過報告

選考委員

委員長	土岐祥介	北海道大学工学部教授
委員	阿部宏郁	道立寒地住宅都市研究所環境科学部長
〃	織田紀雄	北海道電力㈱土木部長
〃	清崎晶雄	北海道開発局開発土木研究所長
〃	田中富男	北海道開発コンサルタント㈱取締役
〃	浜田義継	日本道路公団札幌建設局技術部長

選考経過

平成6年3月7日支部事務局において、支部賞授与規定により審議した結果、つぎの3編を授賞論文として選考した。

論文名 速度検層を用いたセメント系深層混合処理工法の評価 その5

著者 長谷川健一、阿部康明、酒向孝裕、本間公康

受賞者 長谷川健一、本間公康

選考理由

現在セメント系地盤改良工法を実施した場合の改良体の強度の管理は、代表改良体からのボーリングによるサンプリングを行ない、室内で一軸圧縮試験を実施して所定の管理式で求めた強度が設計目標強度を満足しているかを確認することによって行なわれるのが一般である。しかし実際は、未改良部分の存在やクラックが入っていること等のため一軸圧縮試験が困難であったり、サンプルによっては、良好な部分のみの試験値での評価が行われたりする場合が考えられ、現行の強度の評価方法に問題があることが指摘できる。

そこで著者らは、上記問題点を解消するため、品質管理のためのボーリング孔を利用して速度検層を行ない、ここで得られた現場S波速度(V_{sf})と一軸圧縮強さの平均値(\bar{q}_u)との間に強い相関があることを長年の現場実測値より見出し、両者の間に次式の関係が存在することを示し、この関係式を用いることによって、一軸圧縮試験が不可能な場合でも改良パイル1本の平均強度の推定が可能となるとしている。

$$\bar{q}_u = (0.05 \sim 0.018) V_{sf}$$

さらに著者らは、現在行なわれている品質管理は、500m²に1孔の割合でボーリングを行って強度を確認する点としての調査であるため、改良範囲全体の品質管理として十分と言えないことを考慮し、PS探査によってS波速度を求めることにより、改良範囲全体の複合地盤としての強度の推定が可能となることを示した。

これらの成果は、現行の一軸圧縮試験による強度評価と、平面的強度分布の確認に新たな手法を提案したのみならず、本手法が経済的にも工期的にも優れた品質管理方法となり得ることを示しており、土質工学に貢献するところが大きい。よって著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法の提案

著者 玉田 隆志, 西川 純一, 日下部 祐基

受賞者 玉田 隆志, 日下部 祐基

選考理由

基礎杭の周面摩擦力を推定する方法は種々提案されているが、最も精度の高い方法は、実杭による鉛直載荷試験とされている。しかし、この試験は、多大な費用と時間を要することから実施されるケースは少なく、実施されても施工段階における支持力確認が目的となっているため、試験結果が設計に用いられることも希である。また、一般的な推定方法としてはN値から推定する方法が挙げられるが、高い精度を持っているとはいえない。したがって、これらの問題を解決するために、簡易な調査法による精度の高い推定法の確立が必要となっている。

著者らは簡易な調査法として三成分コーン貫入試験をとりあげ、先ず、杭の鉛直載荷試験が実施されている現場で詳細な調査を行っている。次いでこの検討結果に基づき、三成分コーンの周面摩擦力度(f_s)、貫入抵抗(q_c)を各種土層ごとに整理した値と、鉛直載荷試験による各土層の周面摩擦力度との関係は、杭の施工法、地盤の種類別に異なること、および、それらの関係から、各土層の最大周面摩擦力度を推定するための、 f_s 、 q_c の回帰係数を示している。

さらに、三成分コーンおよびN値から求めた杭1本当りの周面摩擦力を、鉛直載荷試験より求めた周面摩擦力和比較することにより、N値では推定値と実測値の対応が悪いケースに於いても、三成分コーンの f_s 、 q_c を用いた場合には良好であることを示し、三成分コーン貫入試験の有意性を明らかにしている。

本研究は、従来用いられている試験に比べて、簡易でかつ経済的な三成分コーン貫入試験から精度の高い杭の周面摩擦力の推定法を提案しており、今後の杭基礎の設計・施工に貢献するところは多大である。

よって、著者らは、土質工学会北海道支部賞を授与される資格があるものと認める。

論文名 サクションの測定を伴う一軸圧縮試験による原位置強度推定法(第3報)

著者 工藤 豊, 三田地 利之, 津國 典洋, 橋詰 哲治, 福田 文彦

受賞者 工藤 豊

選考理由

我が国では、粘性土地盤の短期安定解析などのための非排水強度を求める目的で、一軸圧縮試験結果が広く用いられている。この場合、試料採取から室内試験に至るまでの過程で、試料は地中で受けていた応力が解放され有効応力の変化を受けることに加えて、サンプリング時および試料成形時のひずみ等による機械的乱れを受ける。しかも、これらの影響が常に一定の割合で試験結果に現れるわけではなく、仮に試料自体が均質であるとしても、サンプリング技術、その後の試料の取扱い等々、人為的な要因に大きく左右される。その結果、同一サンプリングチューブから採取された試料を用い、同じ手順で一軸圧縮試験を行っても、しばしば強度に違いを生じる。

そこで、著者らは供試体のサクションを測定することによって残留有効応力を知り、これと一軸圧縮強度との関係を調べ、粘性土の一軸圧縮試験結果に基づく原位置強度推定法を提案している。

具体的には、塑性指数の異なる不攪乱粘土と市販粘土について、サクシヨンの測定方法の違いおよび圧縮速度の違いが、原位置強度推定式より求められる予測値に及ぼす影響について検討している。その結果、サクシヨンの測定方法の違いが予測値に与える影響は小さく、供試体から分取した小さな部分でサクシヨンを測定しながら一軸圧縮試験を並行して行うことにより、試験の所要時間が短縮でき、十分に信頼できる原位置強度を求め得ることを示している。また、圧縮速度の異なる一軸圧縮試験による強度の比較を行い、圧縮速度の違いによる補正を加えることによって原位置強度のさらなる的確な推定が可能となることを示している。

本研究が評価に値するところは、一軸圧縮試験から原位置強度を推定する為の、実用的かつ在来の方法に較べて多くの点で優れた方法を提案していることにあり、土質工学の進歩に寄与するところが大きい。

よって著者は、土質工学会北海道支部賞を授与される資格あるものと認める。

本書刊行に際して広告掲載協賛者ご芳名録

目 次

(五十音別)

土木・建設

く	草野作工株式会社	10
さ	佐藤工業株式会社札幌支店	4
た	大都工業株式会社	5
ち	株式会社地崎工業	6
に	日本鋪道株式会社北海道支店	7
み	宮坂建設工業株式会社	9

コンサルタント・その他

お	応用地質株式会社札幌支社	3
か	社団法人寒地港湾技術研究センター	10
き	株式会社北日本ソイル研究所	3
こ	コニカビジネスマシン株式会社札幌支店	4
さ	サンコーコンサルタント株式会社札幌支店	5
し	株式会社 ジャコム	1
ち	千葉ポーリング工業株式会社	6
ほ	株式会社北雄産業	2
	北海道開発コンサルタント株式会社	7
	北海道土質コンサルタント株式会社	8
	北海道土地改良事業団体連合会	8
わ	稚内建設協会	9

迅速性、容易さを要求される
施工管理に最適です!!

盛土の品質管理に

衝撃加速度測定装置

JSE-212G



営業内容

1. 河川、海岸、港湾等の水理試験装置、各種実験用水路、潮汐回流発生装置、水の水平摩擦試験装置、その他
2. 土木試験装置全般、大型三軸試験及び振動三軸試験装置、突固め試験機、自動一軸圧縮試験機、圧密試験機、その他
3. アスファルト試験機、ミキサ、カッター、ホイートラッキング

道知事許可 般60-6048

株式会社 ジャコム

代表取締役 濱口 義明

本社 〒060 北海道札幌市中央区大通東8丁目1番地

TEL 011-241-7656

国内初の六角節付杭建設省認定工法

特
長

- ① 地盤の締固めにより支持力増加35%
- ② 基礎・ベースで工事費20%減
- ③ 地盤締固めによる液状化防止



工事名/北海道警察ヘリコプター格納庫

TAPP工法

(北住指発第36号)

(無排土・圧土工法)

RCM工法

(北住指発第35号)

(改良セメントミルク工法)

基礎のパイオニア



株式会社 北雄産業

本社 札幌市豊平区豊平4条8丁目 小野ビル6F TEL(011)824-0111
東京支店・盛岡支店・仙台支店・茨城営業所

明日の地域を考える建設コンサルタント



応用地質株式会社

■設計

地域計画設計
土地造成設計
上下水道施設設計
ダム設計
道路設計
トンネル設計
海岸・海洋施設設計
河川・湖沼施設設計
防災施設設計
衛生環境施設設計

■調査

地表地質踏査
ボーリング
原位置試験
物理探査
現場計測
室内試験
環境調査
地震防災調査
歴史環境調査

■工事

■ソフトウェア

■計測機器

■新素材製品

札幌支社

〒003 札幌市白石区南郷通1丁目北9番20号

☎ (011) 863-6711

FAX (011) 864-5162

釧路営業所 0154-24-4011

網走営業所 01527-4-3942

函館営業所 0138-31-6139

帯広営業所 0155-22-6734

旭川営業所 0166-54-3737

環境基盤の計画・調査・設計に貢献

地質調査・土質調査・測量設計・コンサルタント・さく井

地質調査業登録(5)第1079号

測量業登録第5-8374号



株式会社 北日本ソイル研究所

会長 長
室工大名譽教授
技術教育顧問
北大名誉教授
代表取締役
農学博士

中村 作太郎
前田 隆
常松 哲

専務取締役 橋本 成男
常務取締役 伊藤 昌男
取締役営業第一部長 大和 重信
チーフアドバイザー 鈴木 義昌

本社 〒065 札幌市東区中沼西5条1丁目8-1 ☎(011)791-1651 FAX (011)791-5241
函館支店 〒041-12 亀田郡大野町字東前76-55 ☎(0138)77-7131 FAX (0138)77-7126
帯広支店 〒080-01 河東郡音更町木野大通東14丁目 ☎(0155)31-8933 FAX (0155)31-8593

高い生産性を実現

毎分65枚、約4.6秒のファーストコピータイム(共にA4
ヨコ送り)を実現。

豊富なオプション

- ・ 両面原稿も置くだけでページ揃えコ
ピーする自動反転原稿送り装置
(RADF)
- ・ RADFとの連動により両面原稿の
連続自動両面コピー (ADU)
- ・ 20ピンソーターを2連結で50ページ
／40部までソーティング
- ・ 大量のコピー用紙がストックできる、大容量PFU(ペ
ーパーフィーディングユニット)を搭載。

縮小・拡大コピーが自在

縮小50%～拡大155%まで、原稿の縮小・拡大が自在
に行なえる。ワイドズーム機能を搭載しました。

Konica U·BIX 4065



コニカビジネスマシン株式会社

〒003 札幌市白石区東札幌6条4丁目1番11号
電話(011)824-7611(代表)
FAX(011)824-7615

建設品質

私たちがお届けしたいのは
ひとりひとりの、人の気持ちに
サービスできる「満足の品質」です。



総合建設業
 **佐藤工業**

札幌支店
〒060 札幌市北区北5条西3丁目19-1 ノルアプラザ
TEL.(011)707-7531(代表)

総合建設コンサルタント

調査・計画・設計・建築・測量

調査と技術力



サンコーコンサルタント株式会社 札幌支店

取締役
札幌支店長 新谷 邦夫

〒060 札幌市中央区北1条西5丁目2番地9
(北1条三井ビル)

TEL 011-251-8551 FAX 011-251-8110

この星、生きづくために。



DAITO

大都工業株式会社

札幌支店

常務取締役
支店長

南 英 二

交通建設の歴史。

明治24年創業、北海道原野の道路建設から
始まったチザキの歴史は
高速道路や鉄道をはじめ空港、駅、ターミナルビルと
交通施設の建設とともに歩んできました。
チザキは、100年以上もの長い間
常に時代の進化へチャレンジし続けています。

'92 CHIZAKI'S WORKS
NEW CHITOSE
AIRPORT TERMINAL BUILDING



考えたいのは、地球の未来です
株式会社地崎工業



**CHIBA
BORING
INDUSTRY**

地質・土質の総合コンサルタント

千葉ボーリング工業株式会社

会 長 千 葉 留 男
代表取締役社長 馬 場 州 二

本 社 旭川市4条西2丁目
〒070 TEL: 0166-22-7341(代)・FAX: 0166-22-9333
札幌支社 札幌市中央区北5条西5丁目2番地 住友生命札幌ビル7F
〒060 TEL: 011-222-4909

—— 大地をいかし、快適空間を創造する ——



日本舗道株式会社北海道支店

支店長 高坂 賢三郎

支店：札幌市豊平区中の島1条2丁目2番15号 ☎ 011-842-8855

本社：東京都中央区京橋1-19-11 ☎ 03-3563-6711



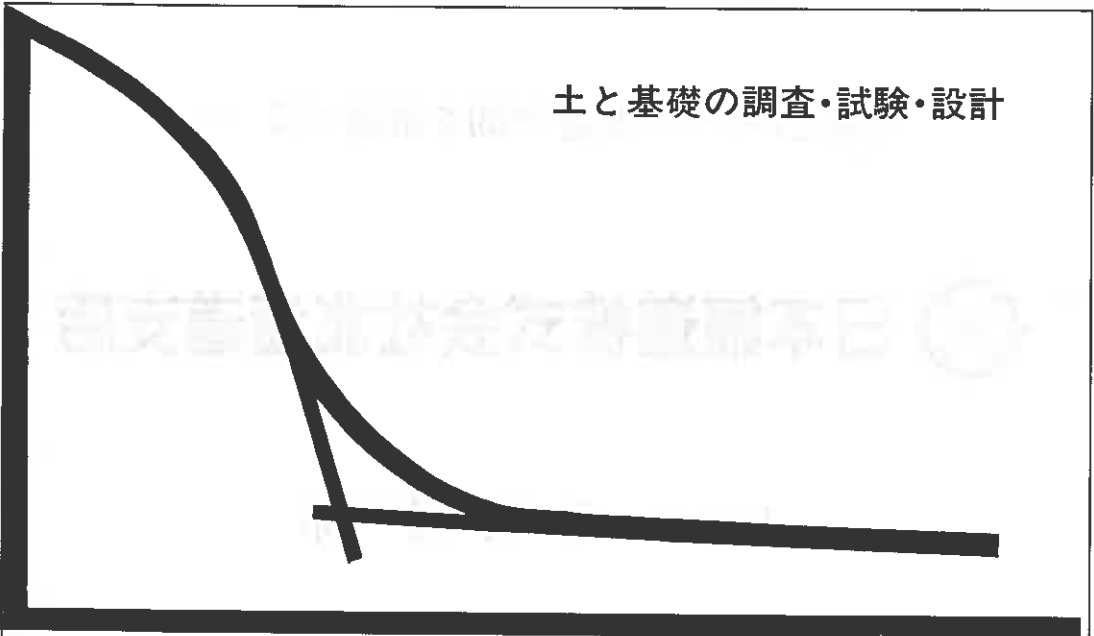
総合建設コンサルタント

北海道開発コンサルタント株式会社

代表取締役社長 佐藤 幸男

本社 〒060 札幌市中央区北4条西5丁目1番地 アスティ45ビル
☎ 011-205-6221

土と基礎の調査・試験・設計



北海道土質コンサルタント株式会社

本社試験所／札幌市豊平区平岸1条2丁目 TEL(011)841-1466



「土・人・水」のハーモニー
農業農村整備

豊かで活力ある農村づくりをめざす

事業計画—実施設計—施工管理—
維持管理の技術指導まで一貫した
技術援助、指導を行います。

北海道土地改良事業団体連合会

総合技術センター

〒061-12 札幌郡広島町字輪厚83

TEL(011)376-3111 FAX(011)376-3287

技術と信頼で明るい未来を創造する



宮坂建設工業株式会社

取締役会長 宮坂文一
取締役社長 宮坂寿文

本	社	☎080	帯広市西4条南8丁目12番地 TEL(代表)0155-23-9151番 FAX 0155-24-1577番
支	店	☎064	札幌市中央区南6条西17丁目1番18号 TEL(代表)011-561-2035番 FAX 011-563-5605番
営	業	所	釧路市新橋大通3丁目2番126号
出	張	所	旭川・苫小牧・占冠・東京

郷土の開発と発展の担い手

稚内建設協会

稚内市末広4丁目4-2 ☎(代)0162-33-5364 FAX0162-33-5353

会 長 中 田 豊 彦
副 会 長 佐々木 正 光
副 会 長 富 田 勉
常務理事 塚 越 圀 忠
事務局長

草野作工株式会社

代表取締役社長 渡 辺 健

江別市上江別西町16番地
TEL (382) 2135

積雪寒冷地の港湾は厳しい自然条件におかれております。この条件を創意工夫により制御及び利用し、質の高い構造物の設計施工技術の開発研究を推進する研究センターです。積雪寒冷地域が今後一層発展し豊かな社会を形成するため積極的な諸活動を行っております。

主な事業内容

● 寒地港湾技術の調査研究
受託 ● 資料の収集 ● 出版物の刊行 ● 講演会、講習会、シンポジウムの開催

運輸大臣許可

社団法人 寒地港湾技術研究センター

会 長 尾 崎 晃

〒060 札幌市北区北7条西2丁目8番地北ビル9F TEL011-747-1688
FAX011-747-0146